**POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**
affiliée à l'Université de Montréal

# Développement de méthodes multi-échelles pour évaluer la réponse en cisaillement d'interfaces barrage-fondation

**Sylvain RENAUD**
Département de génies civil, géologique et des mines

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*
génie civil

Octobre 2019

© Sylvain Renaud, 2019.

**POLYTECHNIQUE MONTRÉAL**
affiliée à l'Université de Montréal

Cette thèse intitulée :

**Développement de méthodes multi-échelles pour évaluer la réponse en cisaillement d'interfaces barrage-fondation**

présentée par **Sylvain RENAUD**
en vue de l'obtention du diplôme de *Philosophiæ Doctor*
a été dûment acceptée par le jury d'examen constitué de :

**Pierre LÉGER**, président
**Najib BOUAANANI**, membre et directeur de recherche
**Benjamin MIQUEL**, membre et codirecteur de recherche
**Mahdi BEN FTIMA**, membre
**Marion BOST**, membre externe

# DÉDICACE

*Apprendre n'est pas savoir,*
*Il y a les sachants et les savants :*
*C'est la mémoire qui fait les uns,*
*C'est la philosophie qui fait les autres.*

–

*It is not rocket science,*
*It is rock science !*

# REMERCIEMENTS

Je tiens avant tout à remercier Najib Bouaanani, mon directeur de recherche, pour la qualité de ses conseils, sa patience et sa pédagogie. Mais surtout, je le remercie pour la grande confiance qu'il a su m'accorder pour mener à bien ce projet. La relation entre un professeur et un candidat au doctorat recèle un parfum bien particulier, où malgré les différences, ils doivent se comprendre mutuellement, où malgré les difficultés, ils doivent rester francs envers eux-mêmes, et où malgré l'inévitable pression du temps, ils doivent demeurer résilients et se soutenir. Notre collaboration a été le fruit de nombreuses opportunités qui ont largement façonné les huit dernières années de ma vie, et pour cela je lui suis très reconnaissant. Mais plus que tout, notre collaboration a permis, petit à petit, l'élaboration de cette thèse, devenant ainsi le Graal de notre travail acharné. Encore une fois, merci.

Je tiens aussi à remercier Benjamin Miquel en tant que co-directeur. Même si les obligations de la vie ont parfois compliqué la régularité de nos rencontres, celles-ci ont toujours été des moments fort agréables. Je tiens à lui exprimer mon admiration pour son expertise, mais aussi ses grandes qualités humaines, qui peuvent être une belle source de motivation. Enfin je tiens à remercier mon éternel binôme de doctorat, Tarik Saichi, pour sa coopération tant sur le plan technique que personnel. C'est une chose que de travailler ensemble sur un projet scientifique, c'en est une autre de supporter mon humeur dans les pires moments. Malgré l'épreuve du temps et les tempêtes orageuses, notre amitié est restée solide comme un roc. Capitaine, je te souhaite bon vent pour la fin de ton doc !

Parmi les différentes collaborations qui ont permis la rédaction de cette thèse, je désire remercier les Professeurs Pierre Léger, Marion Bost, et Mahdi Ben Ftima pour avoir accepté d'être président et membres de mon jury. Je tiens à remercier également l'entreprise Hydro-Québec qui a accompagné et financé une partie de ce projet, et tout particulièrement Annick Bigras et Marco Quirion pour leur rôle majeur dans celui-ci. Je tiens aussi à souligner le support essentiel de l'équipe de l'Unité d'Auscultation et de Topographie d'Hydro-Québec, laquelle a fourni les LiDAR présentés par la suite. Je voudrais aussi remercier, pour leur soutien financier, le Fond Québécois pour la Recherche sur la Nature et la Technologie (FQRNT), ainsi que le Conseil de la Recherche en Sciences Naturelles et en Génie du Canada (CRSNG). Enfin, ma reconnaissance va au Laboratoire de Mécanique des Roches de l'Université de Sherbrooke, Patrice Rivard, Danick Charbonneau, Clermont Gravel et Adrien Rullière. Sources de nombreux conseils avisés, nos rencontres là-bas ont été tout autant utiles que plaisantes.

Je vous souhaite à tous une très bonne continuation.

Sur un plan plus personnel, mon cœur m'impose de te remercier, toi ma colocatrice favorite, Edwige, et la (grosse) boule de poils qui dort sur ton lit, Tiny. Le soutien moral, l'amitié et la sincérité dont tu m'as fait preuve ont pour moi une valeur inestimable. Ils ont été une aide précieuse pour ce doctorat tant ils ont permis d'en dépasser les épreuves. Malgré les heurts et les chutes, nous sommes une famille qui s'est serré et se serrera les coudes, car jamais nous nous sommes laissé tombés jusqu'à la fin de cette thèse. À toi, Edwige, je te dit encore merci, et te souhaite de pousuivre tes rêves pour que toi aussi, un jour, tu sois docteur.

À toi, petit lapin, je te fais un câlin ninja pour ton énorme soutien sur la fin de ma thèse. Il n'est pas simple pour deux êtres humains de se comprendre dans le tumulte incessant de la vie. But through the storm you made me reach the shore. One life, but we're not the same, we get to carry each other, one. Tu as toute ma reconnaissance, thank you again, awsome kung fu girl !

Enfin, ma gratitude va aussi à mes amis du laboratoire : l'équipe des trois Capitaines, la Championne, Paulo (même quand il râle), Oli, Basma, Jeoff', Mélo, Oumaima, Armin et tous ceux que je n'ai pu lister faute de place. Elle va aussi à mes autres amis hors de Polytechnique, et parfois hors de Montréal : les filles du karaoké (Edwige, Jojo, Annie, Chloé, Kelly, Yoshi, Raphaël), la team petite Crotte (y compris toi, Solène, même si tu es rousse), la colocation d'Allion, mon mineur d'Alès et joueur de Coinche favori, mon nain roux barbare adoré au cœur tendre, Édouard (onch onch), Puch, et encore une fois tous ceux que je n'ai pu lister faute de place. Un clin d'œil enfin à ma famille pour son soutien intangible, et en particulier à Didier, fidèle compagnon de voyage, desparado du Far West intrépide, et conseiller irremplaçable. Sans vous, cette thèse n'aurait certainement pas eu la même saveur. Des bisous à vous tous, et merci encore.

# RÉSUMÉ

Cette thèse propose de nouvelles méthodes numériques et analytiques originales pour prendre en compte les effets de la cohésion, de la rugosité et de l'échelle sur la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation. Du fait des incertitudes reliées à l'évaluation de la résistance au cisaillement de ces interfaces, il est commun de : (i) négliger à grande échelle les effets des irrégularités géométriques ; (ii) supposer une interface intégralement décollée, sans cohésion ; et (iii) considérer le critère de résistance en cisaillement de Mohr-Coulomb sans inclure explicitement les effets de la rugosité. Cependant, ces hypothèses simplificatrices peuvent mener à une analyse conservatrice de la stabilité des barrages qui ne reflète pas leur comportement généralement bon. Une revue des différents outils employables pour analyser le comportement en cisaillement de contacts roc-béton est effectuée, notamment en se basant sur le cas des discontinuités rocheuses. Néanmoins, les interfaces barrage-fondation comportent certaines spécificités tels leurs dimensions, le niveau de contraintes normales ou la présence de différents matériaux, qui limitent l'applicabilité des outils développés en mécanique des roches. Dans ce contexte, cette thèse se consacre au développement de nouvelles méthodes pour mieux caractériser la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation.

Tout d'abord, une procédure pratique pour les analyses de stabilité sismique des barrages est proposée pour tenir compte de la présence d'irrégularités géométriques et de cohésion le long des interfaces barrage-fondation. La technique développée est appliquée pour investiguer la stabilité sismique d'un barrage-poids existant avec une fondation en escalier. Une discussion détaillée sur les effets de la géométrie et des propriétés mécaniques des interfaces barrage-fondation est alors fournie. Il est montré qu'une géométrie simplifiée d'interface barrage-fondation doit être utilisée avec précaution dans la mesure où elle peut mener à des déplacements résiduels ou des facteurs de sécurité au glissement inexacts. Les résultats soulignent aussi l'importance de la cohésion et de l'angle de friction sur la stabilité au glissement des barrages.

Par la suite, trois niveaux d'échelles d'étude sont considérés pour développer les modèles multi-échelles d'interfaces barrage-fondation tout en tenant compte des effets de la rugosité : (i) petite échelle, i.e. correspondant à une dimension d'une éprouvette cisaillée dont le diamètre varie de 0,083 à 0,145 m ; (ii) moyenne échelle, i.e. correspondant à une surface d'environ 0,5 m par 0,5 m ; et (iii) grande échelle, i.e. correspondant à une surface de 4 m par 18 m. D'abord, l'effet de la rugosité des joints sur leur résistance au cisaillement est investi-

guée à petite échelle en se basant sur les données expérimentales obtenues à partir d'essais de cisaillement menés sur 18 échantillons présentant une interface de contact non-liée, i.e. sans lien chimique, forés à partir de joints béton-béton, roc-béton et roc-roc de barrages existants. Des procédures originales et pratiques sont développées pour traiter numériquement les profils 3D des interfaces numérisées des contacts cisaillés, et ensuite évaluer les paramètres correspondants de rugosité pour la prédiction de la résistance au cisaillement. Des coefficients de rugosité et d'emboitement du joint, respectivement $JRC$ et $JMC$, dépendants de son orientation, sont aussi proposés pour investiguer les effets de l'emboitement et de la rugosité en fonction de la direction de cisaillement. Les valeurs de résistance au cisaillement obtenues des essais expérimentaux pour chaque contact sont alors comparées à des prédictions en utilisant une équation analytique adaptée pour prendre en compte les $JRC$ et $JMC$ dépendant de l'orientation. Les résultats soulignent le rôle significatif des propriétés de rugosité et d'emboitement sur la résistance au cisaillement des joints naturels non-liés, même si la qualité des prédictions demeure sensible à la valeur sélectionnée d'angle de friction résiduel $\phi_{\mathrm{r}}$ et de la résistance compression du joint $JCS$. Il est aussi montré que la rugosité et la qualité d'emboitement du joint varient en fonction de la direction de cisaillement, ce qui peut impacter significativement les résistances au cisaillement prédites. Ces résultats illustrent clairement le besoin d'analyses de sensibilité pour évaluer la variation de la résistance au cisaillement d'un joint si le glissement du barrage se produit dans une direction différente de celle adoptée durant les essais.

Ensuite, une procédure originale est proposée pour implémenter des surfaces 3D de contacts naturels rugueux non-liés au sein de modèles numériques reproduisant des essais de cisaillement menés sous des conditions de chargement normal constant. Après la réalisation d'une revue de littérature approfondie et de modèles préliminaires, la Méthode des Éléments Finis est finalement sélectionnée pour conduire les simulations numériques. La procédure est appliquée aux 18 spécimens de contact précédemment examinés. Les modèles d'éléments finis non-linéaires sont générés et analysés, et les comportements numériques des interfaces de contact obtenus sont comparés et validés au regard des données expérimentales correspondantes. Des analyses de sensibilité sont menées et soulignent, entre autre, que la résolution géométrique doit être sélectionnée avec attention et que les ouvertures et le désemboitement observés initialement entre les deux faces du contact doivent être considérés. Le critère de rupture non-linéaire pratique proposé ci-avant est comparé aux résultats numériques. Cette combinaison originale de méthodes expérimentale, numérique et analytique confirme le rôle majeur des propriétés de rugosité et d'emboitement sur la réponse au cisaillement de joints de barrage. Finalement, des valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents sont suggérées

et appliquées pour mener des analyses de stabilité au glissement de barrage tout en tenant compte des propriétés de rugosité et d'emboitement pour souligner l'efficacité et la pertinence d'une telle pratique. Cependant, bien qu'un tel travail fournisse une aide valable dans la compréhension du comportement en cisaillement des joints de barrage, la présence d'un possible effet d'échelle empêche toute extrapolation directe de ces résultats à plus grande échelle.

C'est pourquoi, une méthode analytique originale est développée pour évaluer la résistance au cisaillement de contacts roc-béton naturels tout en tenant compte des effets de l'échelle, de la rugosité et des conditions d'emboitement. Des équations sont aussi développées pour suggérer des valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents pour des contacts roc-béton. Cette méthode est basée sur les données expérimentales obtenues avec 10 contacts roc-béton dont les dimensions varient de 83 mm à 490 mm. La procédure d'élément finis est aussi adaptée et appliquée aux contacts roc-béton de plus grandes dimensions. Les résultats numériques et analytiques correspondants sont validés au regard des données expérimentales. Puis, des analyses de sensibilité originales sont menées en utilisant la procédure d'éléments finis pour discuter de l'impact de la rugosité et des conditions d'emboitement sur le comportement en cisaillement des contacts roc-béton à différentes échelles, et vérifier la méthode analytique proposée en évitant des manipulations expérimentales complexes et coûteuses. Aussi, cette thèse fournit une source pertinente d'informations pour interpréter l'effet d'échelle pour des applications plus générales.

Enfin, une discussion est proposée quant à l'applicabilité de la procédure d'éléments finis et de la méthode analytique développées aux cas des interfaces barrage-fondation non-liées considérées à taille réelle. Dans un premier temps, des surfaces de fondations rocheuses de barrages existants sont numérisées à grande échelle puis traitées afin de fournir de larges géométries 3D de contacts roc-béton présentant une rugosité variée et réaliste. Ces larges géométries 3D permettent alors de mener une analyse multi-échelles du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation au moyen des deux méthodes. Les résultats permettent ainsi de proposer des valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents. Celles-ci peuvent être employées efficacement pour mener analyses pratiques de stabilité au glissement de barrages-poids sous divers chargements. Bien que perfectible, la méthode analytique, plus simple d'application que la procédure d'éléments finis, peut alors être utilisée de manière pratique pour caractériser la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation à grande échelle en tenant compte de l'effet de la rugosité et des conditions d'emboitement.

# ABSTRACT

This thesis proposes new original numerical and analytical methods to account for the effects of cohesion, roughness and scale on the shear strength of dam-rock interfaces. Due to the uncertainties related to the assessment of the shear strength of these interfaces, it is common to: (i) neglect at large scale the effects of geometric irregularities; (ii) assume a fully unbounded dam-rock interface without any cohesion; and (iii) to consider the Mohr-Coulomb shear strength criterion without explicitly including the effect of roughness. However, these simplified assumptions may lead to conservative analyses of the dam stability which do reflect not their overall good behaviour. A review of the various tools applicable to analyse the shear behaviour of concrete-rock contacts is conducted based on the case of rock discontinuities. Nevertheless, dam-rock interfaces include several specificities such as their size, the level of normal stress or the presence of various materials which prevent to apply the tools developed in rock mechanics. Therefore, this thesis is dedicated to the development of new methods to better characterize the shear strength of dam-rock interfaces.

First, an efficient procedure for dam seismic stability analysis is proposed to account for the presence of geometric irregularities and cohesion along the dam-rock interfaces. The developed technique is applied to investigate the seismic stability of an existing gravity dam with a stepped dam-rock foundation. Detailed discussion of the effects of dam-rock geometry and mechanical properties at dam-rock interface is presented. It is mainly shown that a simplified dam-rock geometry should be used with caution as it may lead to inaccurate results for the dam sliding safety factor and residual displacement. The results also emphasize the importance of cohesion and friction in dam stability assessment.

Then, three scales of study are considered to develop multiscale analytical and Finite Element models of dam-rock interfaces while accounting for the effects of roughness: (i) small scale, i.e. a shear-tested contact specimen whose diameter vary between 0.083 and 0.145 m; (ii) medium scale, i.e. concrete rock contact of approximately 0.5 m; and (iii) large scale, i.e. a rock foundation of 18 m. First, the effects of joint roughness on shear strength is investigated at small scale based on experimental data obtained from shear tests on 18 specimens presenting an unbonded contact interface, i.e. with no bond, drilled from concrete, concrete-rock, and rock joints in existing dams. Original and practical procedures are developed to numerically process 3D profiles of laser-scanned interfaces of the tested contact specimens, and then evaluate the corresponding roughness parameters for the pre-

diction of joint shear strength. Orientation-dependent Joint Roughness Coefficient ($JRC$) and Joint Matching Coefficient ($JMC$) are also proposed to investigate roughness effects as a function of shearing direction. Shear strength values from shear tests conducted on contact specimens are compared to predictions using an analytical equation adapted to include the orientation-dependent $JRC$ and $JMC$. The results highlight the significant role of roughness and matching properties on the shear strength of unbonded natural joints, although the quality of the predictions was found to be sensitive to the selection of the residual friction angle $\phi_{\mathrm{r}}$ and the joint compressive strength $JCS$. It is also found that joint roughness and matching depends on shear direction which can significantly affect shear strength predictions.

Then, an original procedure is proposed to implement 3D surfaces of rough natural unbonded contact specimens into numerical models reproducing shear tests conducted under Constant Normal Load (CNL) conditions. Based on the literature review, the Finite Element Method is selected to conduct the numerical simulations. The procedure is applied to the 18 contact specimens previously examined. The non-linear Finite Element models are generated and analyzed, and the obtained numerical behaviours of the contact interfaces are compared and validated against the corresponding experimental findings. Original sensitivity analyses are conducted and highlight among other things that the geometric resolution must be selected with caution and the mismatch due to initially unmated conditions and geometrical differences between lower and upper faces must be considered. The practical non-linear shear strength criterion previously proposed is compared to numerical results. This original combination of experimental, numerical and practical methods confirms the major role of roughness and matching properties in the shear response of dam joints. Finally, values of apparent cohesion and friction angle are suggested and applied to dam stability assessment while accounting for joint roughness and matching properties to emphasize the efficiency and relevance of such practice. However, although such work provides valuable assistance in the understanding of the shear behaviour of dam joints, the presence of possible scale effect prevents from directly extrapolating those findings to a larger scale.

Therefore, an original analytical method is developed to assess the shear strength of natural concrete-rock contacts while accounting for the effects of scale, roughness and matching conditions. Equations are also developed to suggest values of apparent cohesion and friction angle for concrete-rock contacts. This method is based on the experimental data obtained with 10 concrete-rock contacts whose sizes vary from 83 mm to 490 mm. The Finite Element procedure is also adapted and applied to larger concrete-rock contacts. Corresponding numerical and analytical results are validated against the experimental findings. Then, original

sensitivity analyses are conducted using the proposed Finite Element procedure to discuss the impact of roughness and matching conditions on the shear behaviour of concrete-rock contacts at various scales, as well as to verify the proposed analytical method while avoiding expensive and difficult testing handlings. Therefore, this paper provides interesting findings on the nature of scale effect for more general applications.

Finally, a discussion is proposed regarding the applicability of the developed Finite Element procedure and the analytical method to the case of large unbonded dam-rock interfaces. First, rock foundation surfaces of existing dams are scanned and processed to provide large 3D geometries of concrete-rock contacts with various and realistic roughness properties. These large 3D geometries allow conducting a multiscale analysis of the shear behaviour of dam-rock interfaces with both methods. The results allow proposing values of apparent cohesion and friction angle. These values can be efficiently used to conduct practical sliding stability analyses of gravity dams subject to various loads. Although some improvements are still required, the analytical method, simpler than the Finite Element procedure, can be applied in practice to characterize the shear strength of dam-rock interfaces at large scales while accounting for the effect of roughness and matching conditions.

# TABLE DES MATIÈRES

DÉDICACE . . . . . iii

REMERCIEMENTS . . . . . iv

RÉSUMÉ . . . . . vi

ABSTRACT . . . . . ix

TABLE DES MATIÈRES . . . . . xii

LISTE DES TABLEAUX . . . . . xviii

LISTE DES FIGURES . . . . . xxi

LISTE DES ANNEXES . . . . . xlii

LISTE DES SYMBOLES . . . . . xliii

CHAPITRE 1 INTRODUCTION . . . . . 1
1.1 Contexte . . . . . 1
1.2 Problématiques . . . . . 4
1.3 Objectifs . . . . . 7
1.4 Méthodologie générale . . . . . 8
1.4.1 Vue d'ensemble . . . . . 8
1.4.2 Phase A : Revue de littérature . . . . . 8
1.4.3 Phase B : Étude préliminaire de faisabilité . . . . . 11
1.4.4 Phase C : Sélection et exploitation des résultats expérimentaux issues de joints de barrage cisaillés à petite échelle . . . . . 12
1.4.5 Phase D : Modélisation par Éléments Finis du cisaillement de joints de barrage à petite échelle . . . . . 14
1.4.6 Phase E : Contacts roc-béton étudiés expérimentalement et numériquement à moyenne échelle . . . . . 17
1.4.7 Phase F : Construction de contacts roc-béton à grande échelle à partir de surfaces de fondations rocheuses de barrages existants numérisées . . 18

1.4.8 Phase G : Analyse multi-échelles du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation . . . . . 21
1.5 Contributions originales . . . . . 21
1.6 Collaborateurs du projet . . . . . 24

CHAPITRE 2 ORGANISATION DU DOCUMENT ET COHÉRENCE DES ARTICLES PAR RAPPORT À LA DÉMARCHE ET AUX OBJECTIFS DE RECHERCHE . . 25

CHAPITRE 3 REVUE DE LITTÉRATURE . . . . . 31
3.1 Pratiques actuelles pour analyser la stabilité au glissement des barrages en béton 31
3.1.1 Besoin des évaluations de sécurité structurale . . . . . 31
3.1.2 Méthodes pour l'évaluation de la sécurité au glissement . . . . . 33
3.1.3 Propriétés d'interfaces barrage-fondation considérées . . . . . 36
3.1.4 Connaissances sur l'état des interfaces barrage-fondation . . . . . 41
3.2 Caractérisation des discontinuités rocheuses . . . . . 50
3.2.1 Généralités . . . . . 50
3.2.2 Critères de rupture de discontinuités rocheuses . . . . . 50
3.2.3 Quantification de la rugosité . . . . . 60
3.2.4 Degré d'ouverture des joints naturels . . . . . 67
3.2.5 Rugosité et cohésion apparente . . . . . 69
3.2.6 Effet d'échelle . . . . . 70
3.3 Spécificités des interfaces barrage-fondation . . . . . 79
3.3.1 Présence de différents matériaux . . . . . 79
3.3.2 Niveaux et variations des contraintes in-situ . . . . . 81
3.3.3 Liaison chimique partielle . . . . . 83
3.3.4 Infiltrations d'eau . . . . . 86
3.3.5 Conclusion sur les incertitudes liées au comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation . . . . . 87
3.4 Modélisation numérique de problèmes de contact . . . . . 88
3.4.1 Problèmes de contacts industriels multi-échelles . . . . . 88
3.4.2 Modélisation numérique de discontinuités rocheuses cisaillées . . . . . 91
3.4.3 Conclusion sur la faisabilité d'un modèle multi-échelles d'interfaces barrage-fondation . . . . . 100

CHAPITRE 4 ARTICLE 1 : CRITICAL APPRAISAL OF COMMON SIMPLIFIED ASSUMPTIONS IN SEISMIC STABILITY ANALYSES OF GRAVITY DAMS . . 102
4.1 Abstract . . . . . 102

4.2 Introduction . . . 103
4.3 Proposed method . . . 104
4.3.1 Basic assumptions . . . 104
4.3.2 Treatment of nonlinearities and failure at dam-rock interface . . . 106
4.3.3 Modeling of dam joints . . . 107
4.4 Application to an existing gravity dam . . . 111
4.4.1 Properties of the dam studied and simplified geometry variants . . . 111
4.4.2 Finite element models and applied loads . . . 111
4.5 Results and discussions . . . 114
4.5.1 Effects of the geometric irregularity of dam-rock interface . . . 114
4.5.2 Effect of vertical seismic component . . . 121
4.5.3 Effects of friction angle, cohesion and tensile strength . . . 123
4.6 Conclusions . . . 127
4.7 Acknowledgements . . . 127
4.8 Appendix A : Verification example of the proposed modeling procedure . . . 128
4.9 Appendix B : Example of contact convergence studies . . . 132
4.10 References . . . 134

CHAPITRE 5 ARTICLE 2 : ROUGHNESS EFFECTS ON THE SHEAR STRENGTH OF CONCRETE AND ROCK JOINTS IN DAMS BASED ON EXPERIMENTAL DATA . . . 137
5.1 Abstract . . . 137
5.2 Introduction . . . 138
5.3 Contact specimens and shear testing . . . 140
5.3.1 Tested contact specimens . . . 140
5.3.2 Laser-scanning setup . . . 141
5.3.3 Shear test device . . . 141
5.4 Processing of the 3D scanned profiles . . . 146
5.4.1 Cleaning and filtering . . . 146
5.4.2 Evaluation of roughness . . . 151
5.4.3 Assessment of joint matching . . . 154
5.5 Shear strength of contact specimens . . . 157
5.5.1 Experimental results . . . 157
5.5.2 Evaluation of roughness effects on shear strength . . . 161
5.5.3 Post-shearing properties of the contact specimens . . . 168
5.6 Conclusions . . . 169

5.7 Acknowledgements . . . 171
5.8 Appendix A : Filtering of the 3D scanned profile . . . 172
5.9 Appendix B : Verification example of the formulation used to determine the proposed $JRC(\alpha)$ . . . 173
5.10 References . . . 175

CHAPITRE 6 ARTICLE 3 : NUMERICAL SIMULATION OF EXPERIMENTALLY SHEAR-TESTED CONTACT SPECIMENS FROM EXISTING DAM JOINTS . . 180
6.1 Abstract . . . 180
6.2 Introduction . . . 181
6.3 Experimental background : Shear-tested contact specimens drilled from joints of existing dams . . . 184
6.4 Proposed numerical procedure . . . 186
6.4.1 Finite element modeling of the shear behaviour . . . 186
6.4.2 Processing of the 3D contact faces . . . 189
6.4.3 Construction of the finite element models . . . 191
6.5 Material properties . . . 194
6.6 Results and discussion . . . 194
6.6.1 Experimental verification of the numerical models . . . 194
6.6.2 Effects of various numerical assumptions . . . 196
6.6.3 Effects of Roughness . . . 203
6.7 Assessment of apparent cohesion and friction angle . . . 208
6.8 Conclusions . . . 211
6.9 Acknowledgements . . . 214
6.10 References . . . 215

CHAPITRE 7 ARTICLE 4 : EXPERIMENTAL, ANALYTICAL AND FINITE ELEMENT ASSESSMENT OF THE SHEAR STRENGTH OF CONCRETE-ROCK INTERFACES AT DIFFERENT SCALES . . . 221
7.1 Abstract . . . 221
7.2 Introduction . . . 222
7.3 Contact specimens and direct shear testing . . . 225
7.3.1 Contact surfaces . . . 225
7.3.2 Laser-scanning setup . . . 227
7.3.3 Shear test procedures . . . 229
7.4 Proposed analytical method . . . 232
7.4.1 Assessment of joint roughness and matching properties . . . 232

7.4.2 Shear strength criterion . . . 237
7.4.3 Apparent cohesion and friction angle . . . 239
7.5 Finite element modeling of the shear behaviour of the contact specimens . . . 239
7.6 Experimental validation of the analytical and Finite Element procedures . . . 243
7.7 Investigation of the nature of scale effect . . . 246
7.7.1 Effect of roughness at larger scales . . . 246
7.7.2 Effect of roughness anisotropy . . . 247
7.7.3 Effect of matching conditions at larger scales . . . 248
7.8 Conclusions . . . 253
7.9 Acknowledgements . . . 254
7.10 References . . . 255

CHAPITRE 8 DISCUSSION : APPLICABILITÉ DES MÉTHODES MULTI-ÉCHELLES DÉVELOPPÉES À DES INTERFACES BARRAGE-FONDATION EXISTANTES 260
8.1 Objectifs de la discussion . . . 260
8.2 Construction de contacts roc-béton à grande échelle . . . 261
8.2.1 Surfaces de fondations rocheuses de barrages existants numérisées . . . 261
8.2.2 Traitement des surfaces . . . 261
8.2.3 Construction des modèles d'éléments finis . . . 265
8.3 Analyse multi-échelles du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation . . . 267
8.3.1 Modélisation multi-échelles . . . 267
8.3.2 Comparaison entre la Méthode des Éléments Finis et la méthode analytique . . . 270
8.3.3 Évaluation multi-échelles de la cohésion apparente . . . 272
8.3.4 Impact de la cohésion apparente sur la stabilité de barrages . . . 278
8.4 Applicabilité de la méthode analytique aux analyses pratiques de stabilité de barrage . . . 282
8.4.1 Barrage étudié et modélisation par éléments finis . . . 282
8.4.2 Stabilité sous charges statiques . . . 283
8.4.3 Stabilité sous charges sismique . . . 286
8.5 Conclusions de la discussion . . . 288

CHAPITRE 9 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS . . . 290
9.1 Synthèse . . . 290
9.1.1 Rappel des objectifs . . . 290

9.1.2 Proposition d'une méthode originale permettant d'implémenter la présence d'irrégularités géométriques ou de lien cohésif le long des interfaces barrage-fondation . . . 291
9.1.3 Analyse expérimentale du comportement en cisaillement de contacts rugueux non-liés . . . 291
9.1.4 Élaboration de modèles d'éléments finis validés expérimentalement permettant de reproduire à différentes échelles le comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation rugueuses non-liées . . . 292
9.1.5 Développement d'une méthode analytique multi-échelles pour prédire la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation rugueuses non-liées . . . 293
9.1.6 Proposition de méthodes originales permettant de quantifier la cohésion et l'angle de friction apparents dus à la rugosité le long des interfaces barrage-fondation . . . 294
9.2 Recommandations . . . 295
9.2.1 Effet des irrégularités géométriques et de la cohésion sur la stabilité au glissement des barrages en béton existants . . . 295
9.2.2 Modélisation de contacts rugueux non-liés au moyen de la FEM . . . 295
9.2.3 Interprétation des résultats expérimentaux de contacts roc-béton forés de barrages existants . . . 296
9.2.4 Cohésion apparente . . . 297
9.3 Suggestions pour des recherches futures . . . 298

RÉFÉRENCES . . . 299

ANNEXES . . . 326

# LISTE DES TABLEAUX


Table 4.1 Friction angle $\phi$, cohesion $c$, tensile strength $f_{\mathrm{t}}$ and obtained horizontal residual displacements $d_{\mathrm{r}}$ corresponding to the models used in the parametric studies of dams $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$, $\mathrm{D}^{(\mathrm{I})}$ and $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$ subjected to Imperial Valley (1940) earthquake. . . . . 124

Table 4.2 Mechanical properties of the simplified contact interfaces studied. . . . 128

Table 4.3 Considered load cases. . . . . 129

Table 5.1 Description of 18 studied small-scale unbonded specimens drilled from existing gravity-dams. . . . . 142

Table 5.2 Joint Matching Coefficient $JMC(\alpha)$ and orientation-dependent Joint Roughness Coefficient $JRC(\alpha)$ of the 18 tested contact specimens. . . . . 155

Table 5.3 Description of 18 studied small-scale unbonded contact samples drilled from existing gravity-dams with the corresponding Joint Matching and Joint Roughness Coefficients. . . . . 163

Table 5.4 Effect of the selected residual friction angle $\phi_{\mathrm{r}}$ on the predictions of peak shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ for the 18 contact specimens for $\phi_{\mathrm{r}} = \phi_{\mathrm{r}}^{(\mathrm{exp})}$, $\phi_{\mathrm{r}} = 25^{\mathrm{o}}$, $\phi_{\mathrm{r}} = 30^{\mathrm{o}}$ and $\phi_{\mathrm{r}} = 35^{\mathrm{o}}$, with $\alpha = 0$ (experimental shearing direction) and $JCS = 30$ MPa. . . . . 165

Table 5.5 Effect of the selected Joint Compressive Strength $JCS$ on the predictions of peak shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ for the 18 contact specimens for $JCS = 15$ MPa, $JCS = 30$ MPa, $JCS = 60$ MPa and $JCS = 90$ MPa, with $\alpha = 0$ (experimental shearing direction) and $\phi_{\mathrm{r}} = 35^{\mathrm{o}}$. . . . . 166

Table 5.6 Effect of the selected assumed shear direction angle $\alpha$ on the predictions of peak shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ for the 18 contact specimens for $\alpha = 0$ (experimental shearing direction), $\alpha = 45^{\mathrm{o}}$, and $\alpha = 90^{\mathrm{o}}$, with $JCS = 30$ MPa and $\phi_{\mathrm{r}} = 35^{\mathrm{o}}$. . . . . 167

Table 6.1 Description of 18 studied small-scale unbonded contact samples drilled from existing gravity-dams with the corresponding Joint Matching and Joint Roughness Coefficients. . . . . 185

Table 7.1 Description of the 10 studied concrete-rock contact surfaces obtained from various rock foundations. . . . . 226

Table 7.2 Obtained values of $\tau_{\mathrm{p}}$, $\phi$, $\tilde{\phi}$ and $\tilde{c}$ obtained using the analytical method for the 10 concrete-rock contacts. . . . . 246

Table 7.3 Shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ obtained for $\sigma_{\mathrm{n}} = 400$ kPa with the analytical method and the FEM for the 4 larger concrete-rock interfaces and the 4 corresponding scaled down contact geometries. . . . . 247

Tableau 8.1 Dimensions maximales et propriétés de rugosité des 12 contacts roc-béton étudiés suivant la direction de cisaillement. . . . . 268

Tableau 8.2 Valeurs de cohésions et d'angles de friction apparents évalués pour chaque contact roc-béton dans les deux sens de cisaillement au moyen de la méthode analytique. . . . . 276

Tableau 8.3 Valeurs de cohésions et d'angles de friction apparents évalués pour chaque contact roc-béton dans les deux sens de cisaillement au moyen des analyses d'éléments finis. . . . . 277

Tableau 8.4 Valeurs de cohésion $\tilde{c}$ et l'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents, et facteur de sécurité au glissement correspondant $SSF_{\mathrm{AM}}$, déterminés pour l'interface barrage-fondation du plot $\mathrm{D}^{(\mathrm{A})}$. . . . . 279

Tableau 8.5 Valeurs de cohésion $\tilde{c}$ et l'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents, et facteur de sécurité au glissement correspondant $SSF_{\mathrm{AM}}$, déterminés pour l'interface barrage-fondation du plot $\mathrm{D}^{(\mathrm{B})}$. . . . . 281

Tableau 8.6 Valeurs de cohésion $\tilde{c}$ et l'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents, et facteur de sécurité au glissement correspondant $SSF_{\mathrm{AM}}$, déterminés pour l'interface barrage-fondation du plot $\mathrm{D}^{(\mathrm{C})}$. . . . . 281

Tableau 8.7 Effet de la rugosité à grande échelle sur la stabilité au glissement du barrage $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}_{(\mathrm{P4})}$ soumis à des charges statiques standardes. . . . . 285

Tableau 8.8 Effet de la rugosité à grande échelle sur la stabilité au glissement du barrage $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}_{(\mathrm{P4})}$ soumis à des charges statiques standards. . . . . 287

Tableau E.1 Contraintes principales maximales $\sigma^{(\mathrm{m})}_{1,\mathrm{max}}$ et minimales $\sigma^{(\mathrm{m})}_{3,\mathrm{min}}$ au sein des modèles 2D avec $\delta^{(\mathrm{p})}_{\mathrm{s}} = 1{,}4$ mm. . . . . 356

# LISTE DES FIGURES


Figure 1.1 Interface barrage-fondation rugueuse : (a) située dans un barrage en béton typique soumis à diverses charges ; et (b) et (c) observée lors des phases de construction d'un barrage existant (courtoisie d'Hydro-Québec). . . . . 3

Figure 1.2 Carottes sur une interface barrage-fondation présentant : (a) un joint roc-béton lié ; (b) un joint roc-béton non-lié (courtoisie d'Hydro-Québec). 5

Figure 1.3 Présentation des différentes phases méthodologiques de cette thèse. . . 9

Figure 1.4 Illustration des trois niveaux d'échelles choisis pour la réalisation des modèles prédictifs : (a) grande échelle, i.e. correspondant à la fondation au complet du barrage en béton ; (b) moyenne échelle, i.e. correspondant à une surface d'environ 0,5 m par 0,5 m ; et (c) petite échelle, i.e. correspondant à une dimension d'une éprouvette cisaillée dont le diamètre varie de 0,083 à 0,145 m. . . . . 10

Figure 1.5 Sujets d'études préliminaires pour démontrer la faisabilité du projet : (a) barrage avec une fondation rocheuse en escalier ; et (b) contact roc-béton en dents de scie soumis à un cisaillement direct. . . . . 12

Figure 1.6 Numérisation de surfaces roc-béton d'éprouvettes cisaillées : (a) et (b) profilomètre laser employé à l'Université de Sherbrooke ; et (c) exemple de surface 3D numérisée par ce profilomètre sous forme de nuage de points avec le boitier de cisaillement. . . . . 15

Figure 1.7 Illustration de la procédure développée pour construire le maillage d'éléments finis 3D à partir de la surface inférieure d'un spécimen de joint de barrage rugueux non-lié. . . . . 15

Figure 1.8 Contacts roc-béton étudiés à échelle moyenne : (a) surface rocheuse typique d'une fondation de barrage (adapté de Gravel *et al.* 2015) ; et (b) montage expérimental de l'Université de Sherbrooke pour le cisaillement direct d'interfaces barrage-fondation de moyenne échelle (adapté de Moradian *et al.* 2013). . . . . 18

Figure 1.9 Relevés topographiques menés par bathymétrie et par LiDAR de larges surfaces de fondation rocheuses près de barrages existants (adapté de Saichi *et al.* 2019). . . . . 20

Figure 2.1 Répartition des différents chapitres et annexes de cette thèse en fonction des phases suivies par la démarche du travail de recherche. . . . . 26
Figure 3.1 Vue du barrage-poids d'Austin : (a) en 1909 à la fin de sa construction ; et (b) après la rupture, adapté de Martt *et al.* 2005. . . . . 33
Figure 3.2 Barrage-poids en béton soumis à un réservoir plein : (a) interface barrage-fondation avec une géométrie irrégulière ; et (b) interfaces barrage-fondation avec une géométrie simplifiée. . . . . 35
Figure 3.3 Fondation ondulée observée lors de la constructiondu barrage-poids existant Barrett Chute : (a) photo ; et (b) profils rugueux de contacts roc-béton relevés (adapté de Lo *et al.* 1991a). . . . . 37
Figure 3.4 Méthodologie pour sélectionner les paramètres de résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation pour les évaluations de la sécurité au glissement (adapté de Lo *et al.* 1991a). . . . . 38
Figure 3.5 Données issues de l'ensemble des essais au cisaillement menés, avant 1999, aux États-Unis, sur des échantillons d'interfaces barrage-fondation : (a) résistance au cisaillement au pic $\tau_p$ ; et (b) résistance au cisaillement résiduelle $\tau_r$ (adapté de Khabbaz et Fell 1999, et Fell *et al.* 2014, et basé sur les résultats de l'EPRI 1992).
. . . . . 40
Figure 3.6 Traitement de la fondation rocheuse lors de la construction d'un barrage en béton : (a) excavation à ciel ouvert de la roche ; (b) et (c) forte rugosité observable lors de l'apposition des premières couches de béton ; et (d) nettoyage au jet d'eau et à l'air comprimé de la surface de la fondation (adapté de Rizzo et Charlton 2008).
. . . . . 43
Figure 3.7 Exemples de montages expérimentaux pour mener des essais en cisaillement directs en condition CNL sur des contacts roc-béton : (a) représentation schématique (b) et photo d'un appareil utilisé en laboratoire avec des spécimens de contact forés d'interfaces barrage-fondation existantes ; (c) représentation schématique (d) et photo d'un appareil utilisé in-situ avec une fondation rocheuse adjacente à un barrage existant (courtoisie de l'Université de Sherbrooke). . . . . 46

Figure 3.8 Comportement au cisaillement d'un joint rocheux : (a) cisaillement d'un joint planaire ; (b) dilatance durant un essai au cisaillement à faible niveau de contraintes normales ; et (c) cisaillement d'aspérités et dilatance durant un essai au cisaillement à haut niveau de contraintes normales (adapté de Bouaanani 2015). . . . . 52

Figure 3.9 Enveloppes de rupture : (a) courbe typique donnant la résistance au cisaillement en fonction du déplacement latéral imposé durant un essai au cisaillement sur une discontinuité rocheuse liée ; (b) Enveloppes de Mohr-Coulomb de résistances de pointe et résiduelles (adapté de Bouaanani 2015). . . . . 53

Figure 3.10 Modélisation de l'enveloppe de résistance au cisaillement d'une discontinuité rocheuse : (a) courbe expérimentale, dilatance et cisaillement d'aspérités ; (b) modèles bilinéaires et non-linéaires donnant l'enveloppe de résistance (adapté de Bouaanani 2015). . . . . 55

Figure 3.11 Profils de rugosité et valeur de $JRC$ associée (adapté de Barton et Choubey, 1977). . . . . 61

Figure 3.12 Illustration de profils fractaux auto-semblable et auto-affine (adapté de Kulatikale *et al.* 1995). . . . . 65

Figure 3.13 Caractérisation du degré d'ouverture d'un joint non-lié : (a) contact en dents de scie ; (b) joint naturellement disloqué ; et (c) joint naturellement érodé. . . . . 68

Figure 3.14 Obtention de la cohésion et de l'angle de friction apparants à partir d'un critère de rupture non-linéaire pour une discontinuité rocheuse (adapté de Bouaanani 2015). . . . . 71

Figure 3.15 Effet d'échelle dans le processus de cisaillement d'une discontinuité rocheuse (adapté de Bandis *et al.* 1981). . . . . 72

Figure 3.16 Aspérités primaires et secondaires. . . . . 72

Figure 3.17 Méthodes possibles pour étudier l'effet d'échelle sur un joint rocheux au moyen de répliques artificielles : (a) joint d'origine cisaillé ; (b) étude d'échantillons issus de subdivisions d'une réplique du joint d'origine ; (c) construction d'un contact artificiel à partir d'un agrandissement homothétique du joint d'origine ; et (d) construction d'un contact artificiel en assemblant, à la suite, plusieurs répliques du joint d'origine. . . . . 75

Figure 3.18 Effet de la subdivision d'un joint cisaillé sur la dégradation des aspérités (adapté de Bahaaddini *et al.* 2014). . . . . 76

Figure 3.19 Récapitulatif des causes possibles de l'impact de l'échelle sur l'effet de la rugosité suivant différents types de joints : (a) contact avec une rugosité hétérogène ; (b) contact avec une rugosité homogène et un bon emboitement ; et (c) contact avec une rugosité homogène et un emboitement variable. . . . . 78

Figure 3.20 Détermination des contraintes normales se produisant le long de l'interface barrage-fondation d'un plot typique : (a) géométrie ; et (b) contraintes normales moyenne $\sigma_{\mathrm{n}}^{\mathrm{Av}}$, à l'amont $\sigma_{\mathrm{n}}^{\mathrm{Up}}$, et à l'aval $\sigma_{\mathrm{n}}^{\mathrm{Do}}$. . . . 82

Figure 3.21 Modélisation d'une surface rugueuse au moyen d'une méthode continue : (a) échantillon de roc ; (b) surface numérisée ; (c) maillage surfacique plat ; et (d) maillage surfacique rugueux, tiré de NGuyen *et al.* (2014). . . . . 94

Figure 3.22 Illustration au moyen de la DEM de l'effet de la contrainte normale sur la dégradation des aspérités d'un profil type proposé par Barton et Choubey (1977), pour $JRC = 16\text{-}18$ et $\delta_{\mathrm{s}} = 3$ mm, tiré de Bahaaddini *et al.* (2013). . . . . 97

Figure 3.23 Méthodes numériques pertinentes à employer suivant l'état de fissuration d'un système barrage-fondation : (a) méthode continue ; (b) méthode continue avec éléments de contact ou méthode discrète ; (c) méthode discrète ; et (d) méthode continue avec propriétés de roche équivalente, adapté de Jing (2003). . . . . 99

Figure 4.1 Gravity dam subjected to earthquake loads : (a) dam-rock interface with irregular geometry ; and (b) dam-rock interface with simplified geometry. . . . . 105

Figure 4.2 Properties of the proposed finite elements, i.e. TEC and TET, to model cohesion and tensile strength at dam-rock interface. . . . . 108

Figure 4.3 Four possible sliding response behaviors at dam-rock interface : (a) bonded condition, i.e. the strength of basic frictional contact elements is not exceeded ; (b) first sliding phase ; (c) the TEC disappears as its strength is exceeded ; and (d) second sliding phase. . . . . 109

Figure 4.4 Four possible uplift response behaviors at the dam-rock interface : (a) bonded conditions, i.e. the strength basic frictional contact elements strength is not exceeded ; (b) first uplift phase ; (c) the TET disappears as its strength is exceeded ; and (d) second uplift phase. . . . . 109

Figure 4.5 Studied gravity dams : (a) Dam $D^{(S)}$ with stepped dam-rock interface ; (b) Dam $D^{(I)}$ with simplified inclined dam-rock interface ; (c) $D^{(H)}$ with simplified horizontal dam-rock interface ; and (d) applied loads considered. . . . . 112

Figure 4.6 Acceleration time-histories of the ground motions considered : (a) and (b) Horizontal and vertical components of Imperial Valley Earthquake (1940) at station El Centro, respectively ; and (c) and (d) horizontal and vertical components of Saguenay earthquake (1988) at station Chicoutimi, respectively. . . . . 115

Figure 4.7 (a) Flowchart illustrating the methodology to determine areas $A_c(t)$ and $A_t(t)$ used for computation of sliding safety factor $SSF$, depending on principal sliding direction, $S_h$ and $S_v$ presented for : (b) dam $D^{(S)}$ ; (c) dam $D^{(I)}$ ; and (d) dam $D^{(H)}$. . . . . 116

Figure 4.8 Seismic response at dam-rock interface of dam $D^{(S)}$ subjected to Imperial Valley (1940) ground motion, under load combination C1 : (a) Normal stress to the principal sliding direction along the interface ; (b) Tangential stress to the principal sliding direction along the interface ; (c) normal cracking ; and (d) tangential cracking. . . . . 118

Figure 4.9 Seismic response at dam-rock interface of dam $D^{(I)}$ subjected to Imperial Valley (1940) ground motion, under load combination C1 : (a) Normal stress to the principal sliding direction along the interface ; (b) Tangential stress to the principal sliding direction along the interface ; (c) normal cracking ; and (d) tangential cracking. . . . . 119

Figure 4.10 Seismic response at dam-rock interface of dam $D^{(H)}$ subjected to Imperial Valley (1940) ground motion, under the load combination C1 : (a) Normal stress to the principal sliding direction along the interface ; (b) Tangential stress to the principal sliding direction along the interface ; (c) normal cracking ; and (d) tangential cracking. . . . . 120

Figure 4.11 Effects of vertical component of Saguenay (1940) ground motion on $SSF$ and normal crack length $L_{cr}$ : (a) and (d) dam $D^{(S)}$ ; (b) and (e) dam $D^{(I)}$ ; and (e) and (f) dam $D^{(H)}$. . . . . 121

Figure 4.12 Effects of the irregularity of dam-rock interface on the sliding safety factors $SSF$ and residual displacements $d_r$ of dams $D^{(S)}$, $D^{(I)}$ and $D^{(H)}$ subjected to Imperial Valley (1940) ground motion considering various load combinations : (a) and (e) load combination C1 (with vertical component) ; (b) and (f) load combination C5 (without vertical component) ; (c) and (g) load combination C3 (with vertical component) ; and (d) and (h) load combination C6 (without vertical component). . . . . 122

Figure 4.13 Effects of tensile strength $f_t$ on the sliding safety factor $SSF$ and residual displacement $d_r$ of dam $D^{(S)}$ subjected to Imperial Valley (1940) ground motion, under load combination C2 (with vertical component), with $c = 0.01\,\text{MPa}$ : (a) and (c) with $\phi = 55^o$ ; and (b) and (d) with $\phi = 35^o$. . . . . 126

Figure 4.14 Effects of friction angle $\phi$, cohesion $c$, and tensile strength $f_t$ at the dam-rock interface of dam $D^{(S)}$ on the sliding safety factor $SSF_{UJ}$ at a dam concrete-concrete joint characterized by : (a) a cohesion $c_{UJ} = 0.466\,\text{MPa}$ ; and (b) a cohesion $c_{UJ} = 0.233\,\text{MPa}$. . . . . 126

Figure 4.15 Verification example of two blocks separated by a contact interface with cohesion and tensile strength. . . . . 129
Figure 4.16 Comparison of numerical results obtained using the proposed modeling procedure to analytical Mohr-Coulomb failure envelope : (a) Contact interface CI1 ; (b) Contact interface CI2 ; (c) Contact interface CI3 ; (d) Contact interface CI4 ; (e) Contact interface CI5. . . . . 131
Figure 4.17 Example of a convergence study illustrating the effect of parameter $\varepsilon_s$ on horizontal residual displacements of dam $D^{(S)}$ subjected to static gravity loads and Imperial Valley (1944) ground motion : (a) $\varepsilon_s = 10$ and $\varepsilon_s = 0.1$ ; (b) $\varepsilon_s = 10^{-3}$, $\varepsilon_s = 10^{-5}$, $\varepsilon_s = 10^{-7}$, and $\varepsilon_s = 10^{-9}$. . . 133
Figure 5.1 Sliding stability assessment of a gravity dam subjected to various loads and presenting different types of joints : (a) dam-rock interface with rough geometry ; and (b) dam-rock interface with simplified geometry. . . . . 139
Figure 5.2 Geological provinces of eastern Canada and locations of the dam sites studied (adapted from Atlas Canada, 2018). . . . . 143
Figure 5.3 Examples of concrete-concrete, concrete-rock, and rock-rock cores drilled from the three gravity dams. . . . . 144
Figure 5.4 Experimental setup : (a) Laser profilometer used to scan core surfaces ; (b) raw scanned profile consisting of a cloud of several million points ; (c) schematic representation of the direct shear test setup used under Constant Normal Loading (CNL) conditions ; and (d) preparation of fixed and mobile blocks using encapsulating mortar. . . . . 145
Figure 5.5 Visual selection of the experimental shearing direction. . . . . 147
Figure 5.6 Procedure developed to process the scanned 3D profiles of lower and upper faces of contact specimens before and after shearing tests : (a) cleaning and fine gridding ; (b) visual estimation of the noise frequency ; and (c) noise filtering using Fourier transform and progressive low-pass filter. . . . . 149

Figure 5.7 Examples of the obtained 3D processed profiles meshed with a resolution of 2 mm, and corresponding 2D central profile, 2D profile at first quarter, and 2D profile at third quarter : (a) and (d) Contact specimen CC2-1 ; (b) and (e) Contact specimen CR2-2 ; and (c) and (f) Contact specimen RR2-1. . . . . 150

Figure 5.8 Effects of the developed filtering process at the resolution $\Delta_s = 0.05$ mm on the central vertical profile extracted from the 3D lower faces of tested joints with adequate and inadequate frequencies $h_1$ and $h_2$ defining the low-pass filter : (a) Contact specimen CC2-1 ; (b) Contact specimen CR2-2 ; and (c) Contact specimen RR2-1. . . . . 152

Figure 5.9 Parameters used to determine $Z_2^{3D}(\alpha)$ corresponding to a processed 3D face of a tested joint. . . . . 153

Figure 5.10 Variations of the proposed orientation-dependent Joint Roughness Coefficient $JRC(\alpha)$ for lower and upper faces of contact specimens : (a) CC2-1 ; (b) CR2-2 ; and (c) RR2-1, and corresponding values of $JRC_{\min}$ and $JRC_{\max}$ for $\alpha = 0$, 45° and 90°. . . . . 156

Figure 5.11 Procedure developed to evaluate : (a) the vertical aperture field $\bar{a}$ between the superior and inferior 3D processed profiles of the contact specimens ; (b) the corresponding contact ratio $r_C$ ; and (c) the Joint Matching Coefficient $JMC$ based on 2D profile at first quarter, 2D central profile, and 2D profile at third quarter extracted from a 3D scanned joint. . . . . 158

Figure 5.12 Evaluation of the contacting areas with corresponding ratios $r_C$ for specimens CC2-1, CR2-2, and RR2-1, for thresholds : (a) $\bar{\eta} = 0.5$ mm ; (b) $\bar{\eta} = 1.0$ mm ; (c) $\bar{\eta} = 1.5$ mm ; and (d) $\bar{\eta} = 2.0$ mm. . . . . 159

Figure 5.13 Examples illustrating the assessment of the Joint Matching Coefficient $JMC(\alpha)$ based on 2D profile at first quarter, 2D central profile, and 2D profile at third quarter extracted from the 3D scanned joints of tested contact specimens : (a) CC2-1 using $\alpha = 0$ ; (b) CR2-2 using $\alpha = 0$ ; (c) RR2-1 using $\alpha = 0$ ; and (d) CR2-2 using $\alpha = 90^{o}$. . . . . 160

Figure 5.14 Shear test results obtained for the concrete-concrete contact specimens : (a) normal stress-shear displacement curve ; (b) shear stress-shear displacement curve ; and (c) friction coefficient-shear displacement curve. . . . . 162

Figure 5.15 Shear test results obtained for the concrete-rock contact specimens : (a) normal stress-shear displacement curve ; (b) shear stress-shear displacement curve ; and (c) friction coefficient-shear displacement curve. . . . . 162

Figure 5.16 Shear test results obtained for the rock-rock contact specimens : (a) normal stress-shear displacement curve ; (b) shear stress-shear displacement curve ; and (c) friction coefficient-shear displacement curve. . . . . 163

Figure 5.17 Examples illustrating the variation of the proposed orientation-dependent Joint Roughness Coefficient $JRC(\alpha)$ for shear tested contact specimens before and after shear testing : (a) CC2-1 ; (b) CR2-2 ; and (c) RR2-1. . . . . 170

Figure 5.18 Verification example of the developed algorithm and corresponding results for (b) $Z_2^{3D}(\alpha, \beta)$ and (c) $JRC(\alpha, \beta)$. . . . . 174

Figure 6.1 Concrete, concrete-rock, and rock joints : (a) located in in a typical concrete gravity dam subjected to various loads ; and (b) drilled from an existing dam site. . . . . 182

Figure 6.2 Direct shear test on a numerical replica of a rough unbonded contact interface under Constant Normal Load (CNL) : (a) contact conditions ; (b) shear response ; and (c) vertical displacement response. . . . . 187

Figure 6.3 Developed procedure using non-linear finite element analyses to numerically model a direct shear test conduct on a rough natural unbonded contact interface scanned from a joint sample core. . . . . 190

Figure 6.4 Developed procedure to construct the finite element models of the contact interfaces : (a) importing of the points of the interface ; (b) construction of the geometric volumes ; (c) definition of the finite element mesh density ; (d) generation of the 8-nodes finite elements ; (e) implementation of the boundary conditions ; and (f) definition of the basic frictional contact elements. . . . . 192

Figure 6.5 Application of the proposed procedure to implement a rough 3D surfaces of a natural unbonded interface into a non-linear finite element model to the lower face of contact sample RR3-2, shown at various steps : (a) photograph of the original lower face ; (b) processed scanned interface ; (c) corresponding 3D finite element mesh ; and (d) geometric definition finite contact elements at the interface. . . . . 193

Figure 6.6 Comparison of the shear stress $\tau(\delta_s)$ obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using $\phi_b = 30^o$ and $\phi_b = 35^o$. . . . . 195

Figure 6.7 Comparison of the dilation $v(\delta_s)$ obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using $\phi_b = 30^o$ and $\phi_b = 35^o$. . . . . 197

Figure 6.8 Assessment of the effects of various modeling assumptions on the numerical shear response of contact sample CC2-1 : (a) original model using initial geometric and finite element mesh resolution $\Delta_g^{(0)}$ and $\Delta_m^{(0)}$, respectively ; (b) 2D versus 3D modeling ; (c) selection of geometric mesh resolution $\Delta_g$ ; (d) selection of finite element mesh resolution $\Delta_m$ ; (e) imperfectly mated contact interface ; and (f) perfectly mated and matched contact interface. . . . . 198

Figure 6.9 Comparison of the shear response obtained from the experimental tests and from finite element analyses using the 3D geometry of the contact interfaces and the corresponding 2D simplified profiles : shear stress $\tau(\delta_s)$ for contact interfaces (a) CC2-1 ; (b) CR2-1 ; and (c) RR3-2 ; and dilation $v(\delta_s)$ for contact interfaces (d) CC2-1 ; (e) CR2-1 ; and (f) RR3-2. . . . . 200

Figure 6.10 Comparison of the shear response obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using various geometric mesh resolutions $\Delta_g$, with $\Delta_m = \Delta_g$ : shear stress $\tau(\delta_s)$ for contact interfaces (a) CC2-1 ; (b) CR2-1 ; and (c) RR3-2 ; and dilation $v(\delta_s)$ for contact interfaces (d) CC2-1 ; (e) CR2-1 ; and (f) RR3-2. . . . . 201

Figure 6.11 Comparison of the shear response obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using various finite element mesh resolutions $\Delta_m$, with $\Delta_g = 8\Delta_g^{(0)}$ : shear stress $\tau(\delta_s)$ for contact interfaces (a) CC2-1 ; (b) CR2-1 ; and (c) RR3-2 ; and dilation $v(\delta_s)$ for contact interfaces (d) CC2-1 ; (e) CR2-1 ; and (f) RR3-2. . . . . 202

Figure 6.12 Comparison of the shear response obtained from the experimental tests and from 3D finite element analyses using perfectly mated interfaces with $\delta_s^{(0)} = 0$, and unmated interfaces with $\delta_s^{(0)} = -2$ mm, and $\delta_s^{(0)} = +2$ mm : shear stress $\tau(\delta_s)$ for contact interfaces (a) CC2-1 ; (b) CR2-1 ; and (c) RR3-2 ; and dilation $v(\delta_s)$ for contact interfaces (d) CC2-1 ; (e) CR2-1 ; and (f) RR3-2. . . . . 204

Figure 6.13 Comparison of the shear response obtained from the experimental tests and from 3D finite element analyses using unmatched interface, and perfectly matched interface : shear stress $\tau(\delta_s)$ for contact interfaces (a) CC2-1 ; (b) CR2-1 ; and (c) RR3-2 ; and dilation $v(\delta_s)$ for contact interfaces (d) CC2-1 ; (e) CR2-1 ; and (f) RR3-2. . . . . 205

Figure 6.14 Comparison of the shear response obtained from the experimental tests and from 3D finite element analyses using models $M^{(Z_0)}$ and $M^{(Z_0/2)}$ with actual and reduced surface heights, respectively : shear stress $\tau(\delta_s)$ for contact interfaces (a) CC2-1 ; (b) CR2-1 ; and (c) RR3-2 ; and dilation $v(\delta_s)$ for contact interfaces (d) CC2-1 ; (e) CR2-1 ; and (f) RR3-2. . . . . 207

Figure 6.15 Comparison of the friction coefficient $\mu(\delta_s)$ obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using $\phi_b = 30^o$ and $\phi_b = 35^o$, with the peak friction coefficient $\mu_p$ determined with Eq. (6.7) using $\phi_r = 30^o$ and $\phi_r = 35^o$. . . . . 209

Figure 6.16 Non-linear shear strength envelops $\tau_p$ predicted for the 18 contact samples using Eq. (6.8) with $\phi_b = 30^o$, and two corresponding linear regressions $\tau_p(\sigma_n) = \sigma_n \tan(\phi_0)$ using Eq. (6.9), and $\tau_p(\sigma_n) = \sigma_n \tan(\tilde{\phi}) + \tilde{c}$ using Eq. (6.10). . . . . 210

Figure 6.17 Studied dam monoliths for the determination of $SSF_{th}$ and $\widetilde{SSF}$ at concrete joint, dam-rock interface, and rock joint using the gravity method : (a) smallest dam $D^{(A)}$ ; (b) medium dam $D^{(B)}$ ; and (c) highest dam $D^{(C)}$. . . . . 212

Figure 6.18 Determination of $SSF_{th}$ and $\widetilde{SSF}$ at concrete joint, dam-rock interface, and rock joint for : (a), (b) and (c) the smallest dam $D^{(A)}$ ; (d), (e) and (f) the medium dam $D^{(B)}$ ; (g), (h) and (i) the highest dam $D^{(C)}$ ; and (k), (l) and (m) $JRMC$ corresponding to the 6 concrete-concrete contacts, the 6 rock-concrete contacts and the 6 rock-rock contacts. . . . . 213

Figure 7.1 Example of concrete-rock contact : (a) drilled from an existing dam-rock interface ; (b) shear tested ; and (c) corresponding nonlinear shear strength criterion, and apparent cohesion $\tilde{c}$ and friction angle $\tilde{\phi}$. . . . . 223

Figure 7.2 Illustration of a possible scale effect on the shear strength of a rock discontinuity (adapted from Bandis *et al.* 1981). . . . . 225

Figure 7.3 Scanning of the contact surfaces : (a) rock outcrop of schist from which is collected the larger rectangular rock surface LCR2 (adapted from Gravel *et al.* 2015) ; (b) profilometer used to scan small and larger surfaces ; (c) silicone imprint of the rough geometry of the larger rectangular rock surface LCR2 (adapted from Gravel *et al.* 2015) ; and (d) raw 3D scanned profile consisting of a cloud of several million points. . . . . 228

Figure 7.4 Obtained 3D processed profiles for the lower and upper half of the 6 small concrete-rock contact specimens : (a) CR1-1 ; (b) CR1-2 ; (c) CR2-1 ; (d) CR2-2 ; (e) CR3-1 ; and (f) CR3-2. . . . . 230

Figure 7.5 Obtained 3D processed profiles for the the 4 larger rectangular rock surfaces : (a) LCR1 ; (b) LCR2 ; (c) LCR3 ; and (d) LCR4. . . . . 231

Figure 7.6 Shear test devices : (a) schematic representation and (b) picture of the laboratory test setup used to shear the 6 small concrete-rock contact specimens ; (c) schematic representation and (d) picture of the in-situ test setup used to shear the larger concrete-rock contact corresponding to surface LCR2 ; and (e) schematic representation and (f) picture of the laboratory test setup used to shear the larger concrete-rock contact corresponding to surface LCR3. . . . . 233

Figure 7.7 Parameters used to characterize the roughness and matching condition of the 3D-processed concrete-rock interface : (a) mesh grid selected to define the vertical coordinates $\bar{z}_{p,q}$ of each 3D profile ; (b) detection of the asperity slopes facing the shearing direction, and the zones in contact between the lower and upper 3D profiles. . . . . 235

Figure 7.8 Shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ obtained from a direct shear test conducted : (a) from left to right and from right to left on a same profile ; and (b) on two profiles whose geometries are proportional in both length and height. . . . . 236

Figure 7.9 Developed shear strength criterion with equivalent envelops based on the *JRC-JCS* (Barton and Choubey 1977) and Mohr-Coulomb models. . . . . 240

Figure 7.10 Parameters used to define the analytical relation of Maksimović (1996) : joint roughness angle $\Delta\phi$ corresponding to the dilation angle for $\sigma_n = 0$ with undamaged asperities ; and median angle pressure $p_n$ corresponding to the value of $\sigma_n$ for which the dilation angle is equal to half of the joint roughness angle $\Delta\phi$. . . . . 240

Figure 7.11 Developed procedure to construct the finite element models of the concrete-rock contacts : (a) importing of the points of the interface ; (b) construction and meshing of the volumes ; (c) implementation of the boundary conditions ; and (d) definition of the contact elements. . . . . 242

Figure 7.12 Examples of 3D FE meshes generated to model the rock blocks of concrete-rock contacts while accounting for their detailed geometry : (a) small contact CR2-1 ; and (b) larger contact LCR1. . . . . 244

Figure 7.13 Comparison of the friction coefficient $\mu$ obtained from experimental tests, from 3D finite element analyses and from the analytical method based on Eq. 7.8 for the 6 small samples of existing dam-rock interfaces. . . . . 245

Figure 7.14 Results obtained from experimental tests, from 3D finite element analyses and from the analytical method based on Eq. (7.8) : (a) $\sigma_n$, (b) $\tau$ and (c) $\mu$ for the larger concrete-rock contact LCR2 ; (d) $\sigma_n$, (e) $\tau$ and (f) $\mu$ for the larger concrete-rock contact LCR3. . . . . 245

Figure 7.15 Larger concrete-rock contact LCR1 divided in 16 sub-surfaces : (a) contact geometries ; and (b) corresponding FE models. . . . . 249

Figure 7.16 Shear strength $\tau_p$ obtained for $\sigma_n = 400$ kPa with the FEM, and roughness parameters obtained with the analytical method for the larger concrete-rock interfaces and corresponding 16 sub-surfaces : (a), (b) and (c) for contact LCR1 ; (d), (e) and (f) for contact LCR2 ; (g), (h) and (i) for contact LCR3 ; and (j), (k) and (l) for contact LCR4. . . . . 250

Figure 7.17 Methodology followed to construct FE models of concrete-rock contacts including artificial openings along the interface with maximal apertures $\bar{a}_{\max}$. . . . . 252

Figure 7.18 Ratio $\tau_{\mathrm{p}}^{(0)}/\tau_{\mathrm{p}}(\bar{a}_{\max})$ obtained for $\sigma_{\mathrm{n}} = 400$ kPa with the analytical method and the FEM for various maximal apertures $\bar{a}_{\max}$ for the larger concrete-rock contacts : (a) LCR1 ; (b) LCR2 ; (c) LCR3 ; and (d) LCR4. . . . . 252

Figure 7.19 Shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ obtained for $\sigma_{\mathrm{n}} = 400$ kPa for the 4 larger concrete-rock interfaces and the 4 corresponding scaled down contact geometries, for various matching conditions : (a) with the FEM ; and (b) the analytical method. . . . . 253

Figure 8.1 Numérisation de surfaces de fondation rocheuse par bathymétrie au sein du réservoir amont d'un barrage existant : (a) principe général ; (b) et (c) photos de la fondation. . . . . 262

Figure 8.2 Numérisation de surfaces de fondation rocheuse par LiDAR au sein de joints verticaux évidés d'un barrage existant : (a) principe général ; (b) et (c) photos de la fondation. . . . . 262

Figure 8.3 Procédure développée pour traiter les profils 3D de surfaces de fondation rocheuse de grandes dimensions. . . . . 263

Figure 8.4 Profiles 3D d'interfaces barrage-fondation obtenus pour construire les modèles d'éléments finis : (a) DRI1 ; (b) DRI2 ; (c) DRI3 ; and (d) DRI4. . . . . 266

Figure 8.5 Application de la procédure pour implémenter le profil 3D d'interface barrage-fondation DRI4 au sein d'un modèle d'élément finis. . . . . 267

Figure 8.6 Évaluation de la résistance des contacts dans le cas d'un essai au cisaillement mené dans les sens direct ou inverse. . . . . 269

Figure 8.7 Exemple de modèles d'éléments finis construits de contacts roc-béton cisaillés, suivant les trois niveaux d'échelles étudiés : (a) grande échelle, i.e. correspondant à la fondation au complet du barrage en béton ; (b) moyenne échelle, i.e. correspondant à une surface d'environ 0,5 m par 0,5 m ; et (c) petite échelle, i.e. correspondant à une dimension d'une éprouvette cisaillée dont le diamètre varie de 0,083 à 0,145 m. . . . . 271

Figure 8.8 Résistance $\tau_{\mathrm{p}}$ prédite, pour les contacts roc-béton à petite échelle, par les analyses d'éléments finis, la méthode analytique et les deux équations simplifiées correspondantes utilisant $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$, dans les sens direct et inverse de cisaillement : (a) et (b) contact CR1-1 ; (c) et (d) contact CR1-2 ; (e) et (f) contact CR2-1 ; et (g) et (h) contact CR2-2. . . . . 273

Figure 8.9 Résistance $\tau_{\mathrm{p}}$ prédite, pour les contacts roc-béton à moyenne échelle, par les analyses d'éléments finis, la méthode analytique et les deux équations simplifiées correspondantes utilisant $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$, dans les sens direct et inverse de cisaillement : (a) et (b) contact LCR1 ; (c) et (d) contact LCR2 ; (e) et (f) contact LCR3 ; et (g) et (h) contact LCR4. . . 274

Figure 8.10 Résistance $\tau_{\mathrm{p}}$ prédite, pour les contacts roc-béton à grande échelle, par les analyses d'éléments finis, la méthode analytique et les deux équations simplifiées correspondantes utilisant $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$, dans les sens direct et inverse de cisaillement : (a) et (b) contact DRI1 ; (c) et (d) contact DRI2 ; (e) et (f) contact DRI3 ; et (g) et (h) contact DRI4. . . 275

Figure 8.11 Plots de barrages étudiés pour la détermination de $SSF_{\mathrm{AM}}$ le long des interfaces barrage-fondation en utilisant la GM : (a) petit barrage $\mathrm{D}^{(\mathrm{A})}$ ; (b) barrage moyen $\mathrm{D}^{(\mathrm{B})}$ ; et (c) grand barrage $\mathrm{D}^{(\mathrm{C})}$. . . . . 280

Figure 8.12 Profils d'interfaces barrage-fondation 2D générés avec différentes rugosités réalistes à grande échelle. . . . . 283

Figure 8.13 Exemple d'un système barrage-fondation étudié et chargements correspondants : (a) système barrage-fondation $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}_{(\mathrm{P2})}$ ; et (b) charges statiques considérées. . . . . 284

Figure B.1 Schéma du modèle reproduit avec conditions aux frontières (tiré de Haque et Kodikara, 2012). . . . . 330

Figure B.2 Modèle préliminaire 2D : Reproduction du modèle de Haque et Kodikara (2012) au moyen de la FEM sous le logiciel ADINA (2019) en conditions CNS. . . . . 331
Figure B.3 Comparaison des résultats obtenus par le modèle de Haque et Kodikara (2012) et du modèle reproduit sous le logiciel ADINA (2019) pour l'interface cisaillée en dent de scie soumise à des conditions CNS : (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement latéral ; (b) déplacement normal en fonction du déplacement latéral ; (c) contrainte normale en fonction du déplacement latéral ; et (d) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale (adapté de Haque et Kodikara 2012). . . . . 332
Figure B.4 Étude de convergence menée pour illustrer les effets du paramètre $\varepsilon_{\mathrm{s}}$ sur le comportement en cisaillement de l'interface en dent de scie : (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement latéral ; (b) déplacement normal en fonction du déplacement latéral ; (c) contrainte normale en fonction du déplacement latéral ; et (d) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale. . . . . 334
Figure B.5 Étude de convergence menée pour illustrer les effets du paramètre $\varepsilon_{\mathrm{p}}$ sur le comportement en cisaillement de l'interface en dent de scie : (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement latéral ; (b) le déplacement normal en fonction du déplacement latéral ; (c) contrainte normale en fonction du déplacement latéral ; et (d) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale. . . . . 335
Figure B.6 Illustration de trois différentes manières de subdiviser la discontinuité roc-béton du modèle préliminaire 2D en sous-interfaces de surface $S_{\mathrm{c}}$. . 336
Figure B.7 Importance du mode de subdivision du contact roc-béton en sous-interfaces de surface $S_{\mathrm{c}}$ sur le comportement en cisaillement du modèle préliminaire 2D : (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement latéral ; (b) déplacement normal en fonction du déplacement latéral ; (c) contrainte normale en fonction du déplacement latéral ; et (d) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale. . . 337
Figure C.1 Conditions aux frontières et chargement implémentés dans les modèles d'éléments finis reproduisant des essais au cisaillement direct sur des échantillons de joints de barrage à petite échelle. . . . . 339

Figure C.2 Modèles 3D proposés pour valider la procédure automatisée : (a) avec une interface artificielle horizontale ($\beta = 0$) ; (b) avec une interface artificielle inclinée ($\beta = 5{,}71^o$) ; et (c) avec une interface artificielle en dents de scie ($\beta = 12{,}5^o$). . . . . 339
Figure C.3 Analyse des trois modèles 3D ayant une interface avec géométrie simplifiée : (a) contraintes de cisaillement ; et (b) dilatance en fonction du déplacement latéral. . . . . 341
Figure C.4 Configurations déformées après cisaillement des modèles ayant des interfaces artificielles : (a) horizontale ; (b) inclinée ; et (c) en dents de scie. . . . . 341
Figure D.1 Campagne d'essais en cisaillement ménée par Gutiérrez (2013) sur des contacts roc-béton en dents de scie : (a) géométrie des interfaces en dents de scie cisaillées ; (b) montage expérimental utilisé ; et (c) blocs de gneiss taillés sur lequel a été coulé le béton (adapté de Gutiérrez, 2013). . . . . 343
Figure D.2 Conditions des essais au cisaillement présentés par Gutiérrez (2013) modélisés avec la procédure numérique développée : (a) surface plane ($\beta = 0$) ; (b) aspérités triangulaires avec $\beta = 10^o$ ; et (c) aspérités triangulaires avec $\beta = 20^o$. . . . . 345
Figure D.3 Types d'éléments finis solides utilisés pour mailler le modèle de contact roc-béton en dent de scie (ici avec $\beta = 20^o$ et un maillage peu raffiné) : (a) tetrahedral à 4 nœuds ; (b) cubique à 8 nœuds ; (c) tetrahedral à 11 nœuds ; et (d) cubique à 20 nœuds. . . . . 346
Figure D.4 Contrainte de cisaillement $\tau$ obtenue pour une surface plane ($\beta = 0$), avec l'essai expérimental, la formulation analytique et les analyses numériques conduites avec les quatres types d'éléments finis. . . . . 348
Figure D.5 Dilatance $v$ obtenue avec la formulation analytique et les analyses numériques conduites avec les trois densités de maillage, pour respectivement $\beta = 10^o$ et $\beta = 20^o$, pour les éléments finis : (a) et (b) tetrahedraux à 4 nœuds ; (c) et (d) cubiques à 8 nœuds ; (e) et (f) tetrahedraux à 11 nœuds ; et (g) et (h) cubiques à 20 nœuds. . . . . 349

Figure D.6 Contrainte de cisaillement $\tau$ obtenue avec les essais expérimentaux, la formulation analytique et les analyses numériques conduites avec les trois densités de maillage, pour respectivement $\beta = 10^{o}$ et $\beta = 20^{o}$, pour les éléments finis : (a) et (b) tetrahedraux à 4 nœuds ; (c) et (d) cubiques à 8 nœuds ; (e) et (f) tetrahedraux à 11 nœuds ; et (g) et (h) cubiques à 20 nœuds. . . . . 350

Figure D.7 Résistance en cisaillement au pic $\tau_{p}$ obtenue avec les essais expérimentaux et la FEM (avec les critères de Von-Mises et Drucker-Prager), pour respectivement $\beta = 10^{o}$ et $\beta = 20^{o}$, avec : (a) et (b) $\sigma_{n} = 0{,}4$ MPa ; (c) et (d) $\sigma_{n} = 0{,}8$ MPa ; et (e) et (f) $\sigma_{n} = 1{,}2$ MPa. . . . . 351

Figure D.8 Contrainte de cisaillement $\tau$ obtenue avec les essais expérimentaux et la FEM (critère de Von-Mises avec $f_{c}^{(c)} = f_{c}^{(r)} = 30$ MPa), pour respectivement $\beta = 10^{o}$ et $\beta = 20^{o}$, avec : (a) et (b) $\sigma_{n} = 0{,}4$ MPa ; (c) et (d) $\sigma_{n} = 0{,}8$ MPa ; et (e) et (f) $\sigma_{n} = 1{,}2$ MPa. . . . . 352

Figure D.9 Résistance en cisaillement au pic $\tau_{p}$ obtenue en fonction de $\sigma_{n}$ , pour respectivement $\beta = 10^{o}$ et $\beta = 20^{o}$, avec : (a) et (b) les essais expérimentaux ; (c) et (d) la FEM avec le critère de Von-Mises avec $f_{c}^{(c)} = f_{c}^{(r)} = 30$ MPa ; et (e) et (f) la FEM avec le critère de Von-Mises avec $f_{c}^{(c)} = f_{c}^{(r)} = 3{,}25$ MPa. . . . . 354

Figure E.1 Modèles 2D du contact roc-béton CR2-1 avec $\delta_{s}^{(p)} = 1{,}4$ mm, avec $\Delta_{g} = 1$ mm, et : (a) $\Delta_{m} = 1$ mm ; (b) $\Delta_{m} = 1/2$ mm ; (c) $\Delta_{m} = 1/3$ mm ; et (d) $\Delta_{m} = 1/4$ mm. . . . . 357

Figure E.2 Distribution des contraintes principales $\sigma_{1}^{(m)}$ au sein des modèles 2D avec $\delta_{s}^{(p)} = 1{,}4$ mm, avec : (a) $\Delta_{m} = 1$ mm ; (b) $\Delta_{m} = 1/2$ mm ; (c) $\Delta_{m} = 1/3$ mm ; et (d) $\Delta_{m} = 1/4$ mm. . . . . 358

Figure E.3 Distribution des contraintes principales $\sigma_{3}^{(m)}$ au sein des modèles 2D, avec $\delta_{s}^{(p)} = 1{,}4$ mm, avec : (a) $\Delta_{m} = 1$ mm ; (b) $\Delta_{m} = 1/2$ mm ; (c) $\Delta_{m} = 1/3$ mm ; et (d) $\Delta_{m} = 1/4$ mm. . . . . 358

Figure F.1 Comparaison de la réponse en cisaillement obtenue des essais expérimentaux et des analyses d'éléments finis en utilisant différents ratios $r_E = E^{(\mathrm{r})}/E^{(\mathrm{c})}$ et $r_{f_\mathrm{c}} = f_\mathrm{c}^{(\mathrm{r})}/f_\mathrm{c}^{(\mathrm{c})}$ : contrainte de cisaillement $\tau(\delta_\mathrm{s})$ pour les interfaces de contact (a) CR1-2 ; (b) CR2-1 ; et (c) RR3-2 ; et dilatance $v(\delta_\mathrm{s})$ pour les interfaces de contact (d) CR1-2 ; (e) CR2-1 ; et (f) RR3-2. . . . . 360

Figure G.1 (a) Exemple de l'acquisition de donnée par le LiDAR à de différents lieux en Catalogne (Espagne) et à Andorre. (b) Principe de fonctionnement du LiDAR avec sa ligne de mire et son spot. (c) Intensité du signal suivant le temps de retours pour deux différentes méthodes de mesure, tiré de Abellán *et al.* (2014). . . . . 364

Figure G.2 Préparation de prises de mesures au moyen du LiDAR : (a) schéma de l'apparition de zones d'ombres ; (b) nuage de points issus de mesures prises près d'Andorre la Vieille avec présence de zones d'ombre, tiré de Abellán *et al.* (2014). . . . . 367

Figure G.3 Comparaison des analyses de stabilité d'une pente de terrain utilisant la FEM considérant : (a) la géométrie réelle du terrain donnée par le LiDAR ; et (b) une géométrie simplifiée ; adapté de Hu *et al.* (2012). . . 368

Figure G.4 Exemple de barge employée pour réaliser la bathymétrie d'un fond de réservoir de barrage (tiré de Dunbar *et al.* 1999). . . . . 370

Figure G.5 Caractérisation géomécanique du socle rocheux de l'épave du Costa Concordia au moyen d'inspections visuelles, de prélèvements d'échantillons et de la topographie issue de relevés LiDAR et bathymétrique pour les parties émergées et immergées, respectivement (adapté de Dotta *et al.* 2017). . . . . 371

Figure G.6 Photos de plusieurs joints verticaux évidés d'un barrage-poids existant : (a) entre les plots 12 et 13 ; (b) entre les plots 14 et 15 ; (c) entre les plots 17 et 18 ; (d) entre les plots 18 et 19 ; (e) entre les plots 20 et 21 ; (f) entre les plots 25 et 26 ; (g) entre les plots 26 et 27 ; (h) entre les plots 27 et 28 ; (i) entre les plots 28 et 29 ; (j) entre les plots 29 et 30 ; (k) entre les plots 32 et 33 ; (l) entre les plots 33 et 34 ; (m) entre les plots 34 et 35 ; et (n) entre les plots 35 et 36 (courtoisie d'Hydro-Québec, 2015). . . . . 374

Figure G.7 Exemple qualitatif de la zone devant être numérisée pour : (a) la mesure M28-29 ; et (b) la mesure M33-34 (courtoisie d'Hydro-Québec, 2015). . 375

Figure G.8 Photos de l'appareil LiDAR numérisant la surface rocheuse entre les plots 33 et 34 en une station - mesure M33-34 (courtoisie d'Hydro-Québec, 2015). . . . . 376
Figure G.9 Nuage de points obtenu par les trois relevés effectués par l'appareil LiDAR avec les trois stations de mesure différentes indiquées - mesure M33-34. . . . . 376
Figure G.10 Nuage de points obtenu par un unique relevé de l'appareil LiDAR en une station comportant des zones d'ombres - mesure M33-34. . . . . 377
Figure H.1 Enveloppe de plastification du critère de Drucker-Prager. . . . . 383

# LISTE DES ANNEXES


Annexe A Complément sur les méthodes pour l'évaluation de la sécurité au glissement . . . . . 326

Annexe B Modèle préliminaire 2D de contact roc-béton cisaillé et hypothèses de base . . . . . 329

Annexe C Validation préliminaire de la procédure automatisée de génération de modèles d'éléments finis d'éprouvettes cisaillées . . . . . 338

Annexe D Modèles 3D de contacts roc-béton en dents de scie cisaillés . . . . . 342

Annexe E Précision numérique de la procédure développée modélisant les contacts roc-béton . . . . . 356

Annexe F Effet des propriétés mécaniques du roc sur la résistance des contacts . . 359

Annexe G Numérisation de surfaces rocheuses . . . . . 362

Annexe H Description des critères de roche intacte . . . . . 378

# LISTE DES SYMBOLES

| | |
|---|---|
| CNL | Conditions de contrainte normale constante |
| CNS | Conditions de rigidité normale constante |
| Critère M-C | Critère de Mohr-Coulomb |
| Critère D-P | Critère de Drucker-Prager |
| Critère V-M | Critère de Von-Mises |
| DEM | Méthode des éléments distincts |
| FDM | Méthode des différences finis |
| FEM | Méthode des éléments finis |
| GM | Méthode gravitaire |
| LEM | Méthode de l'équilibre limite |
| LiDAR | Light Detection And Ranging |
| SRT | Technique de réduction de la résistance |

| | |
|---|---|
| $a_{\mathrm{h}}$ | Accélération sismique horizontale |
| $a_{\mathrm{h}}^{(\mathrm{s})}$ | Accélération sismique horizontale spectrale |
| $a_{\mathrm{s}}$ | Portion d'aire des aspérités cisaillée au moment de la rupture du joint |
| $a_{\mathrm{v}}$ | Accélération sismique verticale |
| $\bar{a}$ | Ouverture spatiale le long d'un contact |
| $\bar{a}_{\max}$ | Ouverture maxiale le long du contact |
| $A_0$ | Surface du joint en contact maximale possible dans la direction de cisaillement |
| $A_{\mathrm{asp}}$ | Amplitude des aspérités primaires d'un joint |
| $A_{\mathrm{B}}$ | Paramètre empirique du critère de Bieniawski dépendant du type de roche |
| $A_{\mathrm{HB}}$ | Paramètre empiriques du critère de Hœk et Brown caractérisant le type de roche et l'état de fissuration du massif |
| $A_{\mathrm{c}}$ | Aire où la cohésion s'exerce |
| $A_{\mathrm{s}}$ | Aire de la section horizontale d'une carotte cisaillée |
| $A_{\mathrm{t}}$ | Aire où la résistance à la traction s'exerce |
| $A_i^{(\mathrm{TEC})}$ | Section du $i^{\text{ème}}$ élément TEC |
| $A_i^{(\mathrm{TET})}$ | Section du $i^{\text{ème}}$ élément TET |
| $A_{\theta^*}$ | Surface du joint en contact pendant le cisaillement |
| $b_{\mathrm{J}}$ | Paramètre empirique du critère de Jaeger |

| | |
|---|---|
| $B_{\mathrm{B}}$ | Paramètre empirique du critère de Bieniawski dépendant du type de roche |
| $B_{\mathrm{HB}}$ | Paramètre empirique du critère de Hœk et Brown caractérisant le type de roche et l'état de fissuration du massif |
| $c$ | Cohésion d'un joint |
| $c_{\mathrm{b}}$ | Cohésion chimique obtenue pour un contacts planaire lié |
| $c_{\mathrm{t}}$ | Cohésion d'un joint réduit pour la SRT |
| $c^{(\mathrm{m})}$ | Cohésion interne au matériau m |
| $c^{(\mathrm{r})}$ | Cohésion interne au masssif rocheux |
| $\tilde{c}$ | Cohésion apparente d'un joint |
| $c_{\mathrm{UJ}}$ | Cohésion au niveau d'un joint béton/béton en hauteur d'un barrage |
| $C$ | Paramètre de rugosité caractérisant la surface d'un joint |
| $C_1^{\mathrm{LADAR}}$ | Paramètre empirique du modèle LADAR |
| $C_2^{\mathrm{LADAR}}$ | Paramètre empirique du modèle LADAR |
| $d_i$ | Profondeur au sein d'un réservoir au nœud $i$ |
| $d_{\mathrm{r}}$ | Déplacement résiduel à la base de la face amont du barrage |
| $D$ | Dimension fractale d'une surface |
| $D_{\mathrm{s}}$ | Diamètre des spécimens de contact |
| $D_{\max}$ | Dimension maximale des contacts dans la direction de cisaillement |
| $E^{(\mathrm{c})}$ | Module de Young du béton |
| $E^{(\mathrm{r})}$ | Module de Young du roc |
| $E_i^{(\mathrm{TEC})}$ | Module de Young du $i^{\text{ème}}$ élément TEC |
| $E_i^{(\mathrm{TET})}$ | Module de Young du $i^{\text{ème}}$ élément TET |
| $E_{\mathrm{H}}$ | Force d'inertie due à l'accélération sismique horizontale |
| $E_{\mathrm{V}}$ | Force d'inertie due à l'accélération sismique verticale |
| $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}$ | Résistance en compression du béton |
| $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{m})}$ | Résistance en compression du matériau m |
| $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}$ | Résistance en compression du roc |
| $f_r,\ f_s$ | Fréquences associées avec $F_{r,s}$ |
| $f_{\mathrm{t}}$ | Résistance à la traction d'un joint |
| $f_{\mathrm{tuj}}$ | Résistance à la traction d'un joint béton/béton en hauteur d'un barrage |
| $f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{c})}$ | Résistance à la traction du béton |
| $f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{m})}$ | Résistance à la traction du matériau m |
| $f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}$ | Résistance à la traction du roc |
| $F_i^{(\mathrm{TEC})}$ | Effort repris par le $i^{\text{ème}}$ élément TEC |
| $F_i^{(\mathrm{TET})}$ | Effort repris par le $i^{\text{ème}}$ élément TET |

| | |
|---|---|
| $F_{\mathrm{n}}$ | Force appliquée au sommet du bloc mobile des spécimens de contact |
| $F_{\mathrm{t}}$ | Facteur de réduction de la SRT (technique de réduction de la résistance) |
| $F_{r,s}$ | Composante de la transformée de Fourier de la fonction de hauteurs non filtrés $z$ |
| $\tilde{F}_{r,s}$ | Composante de la transformée de Fourier filtrée correspondant à $F_{r,s}$ |
| $g$ | Contribution de la morphologie de la surface du joint à sa résistance au cisaillement au pic |
| $h_1$, $h_2$ | $1^{\text{ère}}$ et $2^{\text{ème}}$ fréquences définissant le filtre passe-bas |
| $H$ | Exposant de Hurst |
| $H_{\mathrm{D}}$ | Résultante horizontale des pressions hydrodynamiques |
| $H_{\mathrm{S}}$ | Résultante horizontale des pressions hydrostatiques |
| $H^{(\mathrm{w})}$ | Hauteur de la surface du réservoir |
| $H^{(\mathrm{d})}$ | Hauteur du barrage |
| $i$ | Angle de dilatance |
| $i_{\mathrm{s}}$ | Angle de dilatance dû à la rugosité de petite échelle |
| $I_1^{(\mathrm{m})}$ | Premier invariant de contraintes pour le matériau m |
| $\overrightarrow{I_{p,q}}$ | Fonction indiquant si la pente de l'aspérité fait face à la direction de cisaillement |
| $I_{p,q}^{(M)}$ | Fonction indiquant s'il y a contact entre les faces inférieure et supérieure du joint |
| $J_2^{(\mathrm{m})}$ | Second invariant de contraintes déviatoriques pour le matériau m |
| $JMC$ | Cœfficient d'emboitement d'un joint |
| $JRC$ | Cœfficient de rugosité d'un joint |
| $JRMC$ | Cœfficient de rugosité et d'emboitement d'un joint |
| $\overrightarrow{JRMC}$ | Cœfficient de rugosité et d'emboitement d'un joint tenant compte de l'emboitement et de l'orientation |
| $JCC$ | Cœfficient d'état de contact du joint |
| $JCS$ | Résistance en compression d'un joint |
| $l_{\mathrm{asp}}$ | Largeur de la base des aspérités d'un joint |
| $\overline{l_{\mathrm{T}}}$ | Longueur totale d'un profil 2D |
| $l_{\mathrm{T}}$ | Longueur horizontale d'un profil 2D |
| $l_{\mathrm{C}}$ | Longueurs horizontales des zones en contact d'un profil 2D |
| $L_i^{(\mathrm{TEC})}$ | Longueur du $i^{\text{ème}}$ élément TEC |
| $L_i^{(\mathrm{TET})}$ | Longueur du $i^{\text{ème}}$ élément TET |
| $L_{\mathrm{cr}}$ | Longueur de fissuration |

| | |
|---|---|
| $L_{\mathrm{p}}$ | Longueur le long de l'interface barrage-fondation entre la face amont et le point d'étude |
| $L_{\mathrm{s}}$ | Longueur des contacts roc-béton |
| $m_i$ | Masse ajoutée de Westergaard au nœud $i$ |
| $m_{\mathrm{HB}}$ | Paramètre empirique du critère de Hœk et Brown caractérisant le type de roche et l'état de fissuration du massif |
| $m_{\mathrm{F}}$ | Constante de Fairhurst |
| $\overrightarrow{M_p^{(M)}}$ | Nombre de segments du profil 2D $p$ considérés en contact et faisant face à la direction de cisaillement |
| $n_i^{(\mathrm{D})}$ | $i^{\mathrm{e}}$ nœud du barrage à l'interface de contact |
| $\bar{n}_i^{(\mathrm{F})}$ | $i^{\mathrm{e}}$ nœud à l'interface de contact positionnant un élément TEC |
| $\bar{n}_i^{(\mathrm{D})}$ | $i^{\mathrm{e}}$ nœud à l'interface de contact positionnant un élément TET |
| $n_i^{(\mathrm{F})}$ | $i^{\mathrm{e}}$ nœud de la fondation à l'interface de contact |
| $N_{\mathrm{c/t}}$ | Ratio entre les résistances en compression et en traction du roc |
| $N_I$ | Nombre de nœuds à l'interface de contact |
| $p_i$ | Pression hydrodynamique au nœud $i$ tenant compte de la composante verticale sismique |
| $p_{\mathrm{n}}$ | Pression de l'angle moyen |
| $r_{\mathrm{C}}$ | Ratio de la surface de joint en contact |
| $r_E$ | Ratio donné par $E^{(\mathrm{r})}/E^{(\mathrm{c})}$ |
| $r_{f_{\mathrm{c}}}$ | Ratio donné par $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}/f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}$ |
| $r_{\mathrm{L}}$ | Ratio de la surface de joint ayant une liaison chimique |
| $R_{\mathrm{p}}$ | Index de rugosité d'un profil 2D |
| $s_{\mathrm{HB}}$ | Paramètre empirique du critère de Hœk et Brown caractérisant le type de roche et l'état de fissuration du massif |
| $S_{\mathrm{c}}$ | Surface des sous-interfaces du contact |
| $S_i$ | Aire tributaire associée au nœud $i$ |
| $S_{\mathrm{r}}$ | Résistance au cisaillement des aspérités donnée par un critère de roche intact |
| $SSF$ | Facteur de sécurité au glissement |
| $SSF_{\mathrm{UJ}}$ | Facteur de sécurité au glissement d'un joint béton/béton en hauteur d'un barrage |
| $T^{(\mathrm{s})}$ | Période fondamentale du système barrage-réservoir étudié |
| $\dot{u}_{\mathrm{s}}$ | Vitesse relative de l'interface en contact |
| $\bar{U}$ | Résultante des sous-pressions perpendiculaire à la direction principale de glissement |

| | |
|---|---|
| $\widehat{U}$ | Résultante des sous-pressions parallèle à la direction principale de glissement |
| $v$ | Dilatance |
| $\dot{v}$ | Taux de dilatance |
| $\dot{v}^{(\mathrm{p})}$ | Taux de dilatance obtenu pour $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})}$ |
| $v^{(\mathrm{exp})}$ | Dilatance expérimentale |
| $V_i$ | Volume tributaire associée au nœud $i$ |
| $W$ | Poids du barrage |
| $z$ | Hauteur d'un point d'un profil de contact 3D non traité |
| $Z_2$ | Moyenne algébrique des dérivées premières d'un profil 2D |
| $Z_2^{3\mathrm{D}}$ | Paramètre adapté de $Z_2$ pour les profils 3D |
| $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ | Paramètre adapté de $Z_2$ pour les profils 3D tenant compte de l'emboitement et de l'orientation |
| $\tilde{z}$ | Hauteur d'un point d'un profil de contact 3D filtré |
| $\bar{z}$ | Hauteur d'un point d'un profil de contact 3D filtré et nettoyé |
| $\alpha$ | Angle entre la direction de cisaillement adoptée pendant les essais expérimentaux et la direction pour laquelle la résistance en cisaillement est estimée |
| $\alpha_{\mathrm{s}}$ | Angle entre la direction du cisaillement et le plan de schistosité du joint |
| $\alpha_{\mathrm{t}}$ | Azimuth des triangles constituant la surface numérique d'un joint |
| $\alpha_{(\mathrm{D\text{-}P})}^{(\mathrm{m})}$ | Paramètre définissant l'enveloppe du critère de Drucker-Prager |
| $\beta$ | Angle d'inclinaison des dents du contact par rapport à l'horizontale |
| $\beta^{(\mathrm{S})}$ | Angle d'inclinaison entre l'horizontal et la direction principale de glissement |
| $\gamma$ | Distance séparant les mortiers maintenant les parties inférieure et supérieure des spécimens cisaillées |
| $\delta_{\mathrm{s}}$ | Déplacement en cisaillement |
| $\dot{\delta}_{\mathrm{s}}$ | Vitesse de cisaillement |
| $\delta_{\mathrm{s}}^{(0)}$ | Déplacement latéral initial avant cisaillement |
| $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})}$ | Déplacement en cisaillement pour lequel $\tau_{\mathrm{p}}$ est obtenu |
| $\delta_{\mathrm{s,max}}$ | Déplacement en cisaillement maximal pendant l'essai |
| $\Delta_{JRC}$ | Résolution employée pour déterminer le $JRC$ |
| $\Delta_{\mathrm{g}}$ | Résolution de la géométrie de contact des modèles d'éléments finis |
| $\Delta_{\mathrm{m}}$ | Densité du maillage des modèles d'éléments finis |

| | |
|---|---|
| $\Delta_{\mathrm{s}}$ | Résolution fine employée pour le nettoyage et le filtrage des profils de contact 3D |
| $\Delta_i^{(\mathrm{TEC})}$ | Déformation du $i^{\text{ème}}$ élément TEC |
| $\Delta_i^{(\mathrm{TET})}$ | Déformation du $i^{\text{ème}}$ élément TET |
| $\Delta_{i,\max}^{(\mathrm{TEC})}$ | Déformation maximale admissible par le $i^{\text{ème}}$ élément TEC |
| $\Delta_{i,\max}^{(\mathrm{TET})}$ | Déformation maximale admissible par le $i^{\text{ème}}$ élément TET |
| $\eta$ | Écart entre deux interfaces de contact |
| $\bar{\eta}$ | Seuil en dessous duquel les surfaces sont considérées en contact |
| $\eta_{\mathrm{c}}$ | Degré de remplissage d'une discontinuité rocheuse par du béton |
| $\eta_{\mathrm{d}}$ | Degré d'emboitement du contact |
| $\epsilon$ | Pourcentage de différence entre les prédictions de $\tau_{\mathrm{p}}$ et $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$ |
| $\varepsilon_{\mathrm{s}}$ | Paramètre de pénalisation relié à la vitesse relative maximale à l'interface de contact correspondant à une situation collée |
| $\varepsilon_{\mathrm{p}}$ | Paramètre de pénalisation relié à la compliance |
| $\xi$ | Amortissement de la structure |
| $\phi$ | Angle de friction d'un joint |
| $\Delta\phi$ | Angle de rugosité du joint |
| $\phi^{(\mathrm{m})}$ | Angle de friction interne au matériau m |
| $\phi^{(\mathrm{r})}$ | Angle de friction interne au massif rocheux |
| $\phi_{\mathrm{b}}$ | Angle de friction de base |
| $\phi_{\mathrm{i}}$ | Angle de friction interne du joint parfaitement lié |
| $\phi_{\mathrm{r}}$ | Angle de friction résiduel |
| $\phi_{\mathrm{t}}$ | Angle de friction d'un joint réduit pour la SRT |
| $\phi_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$ | Angle de friction au pic expérimental |
| $\phi_{\mathrm{r}}^{(\mathrm{exp})}$ | Angle de friction résiduelle expérimental |
| $\tilde{\phi}$ | Angle de friction apparent d'un joint |
| $\kappa_{(\mathrm{D\text{-}P})}^{(\mathrm{m})}$ | Paramètre définissant l'enveloppe du critère de Drucker-Prager |
| $\mu$ | Cœfficient de friction le long d'un joint |
| $\mu_{\mathrm{p}}$ | Cœfficient de friction de pointe d'un joint |
| $\nu^{(\mathrm{c})}$ | Cœfficient de poisson du béton |
| $\nu^{(\mathrm{r})}$ | Cœfficient de poisson du roc |
| $\rho^{(\mathrm{w})}$ | Masse volumique de l'eau |
| $\rho^{(\mathrm{c})}$ | Masse volumique du béton |
| $\rho^{(\mathrm{r})}$ | Masse volumique du roc |
| $\sigma_1^{(\mathrm{m})}$ | Contrainte principale majeure au sein du matériau m |
| $\sigma_2^{(\mathrm{m})}$ | Contrainte principale intermédiaire au sein du matériau m |

| | |
|---|---|
| $\sigma_3^{(\mathrm{m})}$ | Contrainte principale mmineure au sein du matériau m |
| $\sigma_\mathrm{n}$ | Contrainte normale à un joint |
| $\sigma_\mathrm{N}$ | Contrainte normale à la direction de principale glissement du barrage |
| $\sigma_\mathrm{n}\prime$ | Pression appliquée au spécimen pour générer $F_\mathrm{n}$ |
| $\sigma_\mathrm{T}$ | Contrainte tangentielle à la direction de principale glissement du barrage |
| $\sigma_\mathrm{p}$ | Contrainte normale correspondant à la résistance au pic |
| $\sigma_\mathrm{p}^{(\mathrm{exp})}$ | Contrainte normale correspondant à la résistance au pic expérimentale |
| $\sigma_\mathrm{r}^{(\mathrm{exp})}$ | Contrainte normale correspondant à la résistance résiduelle expérimentale |
| $\tau$ | Contrainte de cisaillement le long d'un joint |
| $\tau^{(\mathrm{exp})}$ | Contrainte de cisaillement expérimentale le long d'un joint |
| $\tau_\mathrm{p}$ | Résistance de cisaillement au pic |
| $\tau_\mathrm{r}$ | Résistance de cisaillement résiduelle |
| $\tau_\mathrm{p}^{(\mathrm{exp})}$ | Résistance de cisaillement au pic expérimentale |
| $\tau_\mathrm{r}^{(\mathrm{exp})}$ | Résistance de cisaillement résiduelle expérimentale |
| $\theta$ | Angle de pente des triangles constituant la surface numérique d'un joint |
| $\theta^*$ | Angle de pente apparent des triangles constituant la surface numérique d'un joint |
| $\theta_\mathrm{max}^*$ | Aangle de pente apparent maximal de la surface d'un joint |
| $\zeta_0$ | Ratio contrôlant la première phase de glissement sans cohésion |
| $\zeta_\mathrm{c}$ | Ratio contrôlant la première phase de glissement avec cohésion |
| $\zeta$ | Ratio contrôlant la seconde phase de glissement |

# CHAPITRE 1 INTRODUCTION

## 1.1 Contexte

Étant la deuxième source d'énergie renouvelable au monde, les barrages hydro-électriques contribuent depuis plus d'un siècle à répondre aux défis présents et futurs, tant humains qu'environnementaux, de notre société. Cependant, nombre de ces barrages, et notamment les barrages en béton, ont été construits avant 1970, subissant ainsi l'ouvrage du temps. Aussi, les propriétaires de grands barrages sont de plus en plus régulièrement confrontés au besoin de s'assurer de la sécurité de ces structures vieillissantes. L'un des modes de ruptures possibles d'un barrage en béton soumis à diverses charges, comme celui illustré à la Figure 1.1 (a), est le glissement sur sa fondation (ICOLD 1983, Jansen 1988, Tinawi *et al.* 2000, Nuss *et al.* 2012, Fell *et al.* 2014). Une compréhension appropriée de l'interaction barrage-fondation est alors requise pour les ingénieurs en barrage. Néanmoins, bien qu'un nombre important d'études s'y soit consacré, les caractéristiques du comportement mécanique des interfaces barrage-fondation comportent encore d'importantes incertitudes.

De nombreuses normes (USACE 1995, ICOLD 2004, CDA 2007, FRCOLD 2008, USBR 2009, Fell *et al.* 2014, FERC 2016) recommandent de mener les analyses de stabilité au glissement au moyen de la Méthode Gravitaire couplée avec le critère de rupture de Mohr-Coulomb (M-C). Aussi, ce dernier demeure le critère le plus largement répandu dans la littérature pour caractériser la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation au moyen de leur cohésion $c$ et leur angle de friction $\phi$ (Jansen 1988, USACE 1995, OFEG 2002, ICOLD 2004, CDA 2007, USACE 2007, Arabshahi et Lofti 2008, Alliard et Léger 2008, FRCOLD 2008, USBR 2009, Bolzon 2010, CFBR 2012, Fell *et al.* 2014, FERC 2016, Vulliet *et al.* 2017). Malgré des outils d'analyses plus avancés, tels la Méthode des Éléments Finis, la Méthode Gravitaire reste très appréciée des ingénieurs praticiens. Sa simplicité lui permet d'être appliquée de manière routinière pour des évaluations de stabilité de barrages. Cependant, contrairement à la Méthode des Éléments Finis, la Méthode Gravitaire ne permet pas de modéliser la géométrie détaillée de l'interface barrage-fondation. En effet, la Méthode Gravitaire suppose une distribution linéaire des contraintes normales, nécessitant une interface de barrage-fondation modélisée en un unique plan de rupture (FRCOLD 2008, USBR 2009, FERC 2016). La validité de cette simplification peut être justifiée pour des barrages à géométrie régulière. Toutefois, de fortes ondulations de la surface rocheuse ont pu être observées à grande échelle lors de la construction de barrages, tel qu'illustré à la Figure 1.1 (b) et (c).

Cette simplification est donc arbitraire et peut s'avérer discutable pour le cas d'interfaces barrage-fondation présentant de fortes irrégularités, lesquelles peuvent significativement influer sur la stabilité des barrages (Tatone *et al.* 2010a).

Par ailleurs, plusieurs normes recommandent de considérer le cas conservateur d'interfaces barrage-fondation intégralement non-liées, avec une cohésion $c$ et une résistance à la traction $f_{\mathrm{t}}$ nulles (Jansen 1988, ICOLD 2004, CDA 2007, FERC 2016). En effet, du fait de leur variabilité spatiale, la présence et la qualité d'un lien cohésif le long de ces interfaces comportent de fortes incertitudes (Westberg Wilde et Johansson 2013, Krounis *et al.* 2015). Cependant, un nombre conséquent d'essais de cisaillement directs, menés sur des carottes issues de sites de barrages existants, indiquent que la cohésion $c$ à l'interface barrage fondation peut atteindre jusqu'à 3 MPa (EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo et Grass 1994). La présence de cette cohésion $c$ peut alors augmenter drastiquement la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation (Arabshahi et Lotfi 2008, Krounis *et al.* 2015). Cette observation rend discutable la considération d'une cohésion négligable, ainsi que les travaux de renforcement qui peuvent découler de cette simplification.

Plusieurs études antérieures démontrent aussi que la présence de rugosité accroit la résistance au cisaillement des joints roc-béton non-liés (Seidel et Haberfield 2002a, Rousseau 2010, Champagne 2012, Gutiérrez 2013, Rullière *et al.* 2018). Le rôle des aspérités sur la résistance au cisaillement d'interfaces rugueuses non-liées est largement documenté dans la littérature pour le cas des discontinuités rocheuses (Patton 1966a, Ladanyi et Archambault 1969, Barton et Choubey 1977, Grasselli et Egger 2003, Barton 2013). Son investigation approfondie a permis la proposition de plusieurs critères de ruptures non-linéaires tel les modèles LADAR ou *JRC-JCS* (Ladanyi et Archambault 1969, Barton et Choubey 1977). Ceux-ci peuvent alors être linéarisés en un critère M-C équivalent donné par une cohésion $\tilde{c}$ et un angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents (Barton 2013, Rullière *et al.* 2018). Cependant, la plupart des travaux disponibles se dédient à la stabilité de joints rocheux dans le cas de mines ou de falaises, loin du contexte des interfaces barrage-fondation, lesquelles impliquent des matériaux, des échelles et des niveaux de contrainte différents (Seidel et Haberfield 2002a, Johansson 2009). Il est donc nécessaire d'obtenir de plus amples données sur le comportement en cisaillement à différentes échelles des interfaces barrage-fondation. Néanmoins, le coût et la complexité associées à la conduite de campagnes expérimentales limitent la quantité d'informations disponibles (Johansson 2009, Champagne 2012, Andjelkovic *et al.* 2015), lesquelles ne sont pas nécessairement généralisables à l'ensemble des interfaces barrage-fondation (ICOLD 2004, Sow *et al.* 2015). Bien que potentiellement moins couteux, l'emploi de méthodes numériques

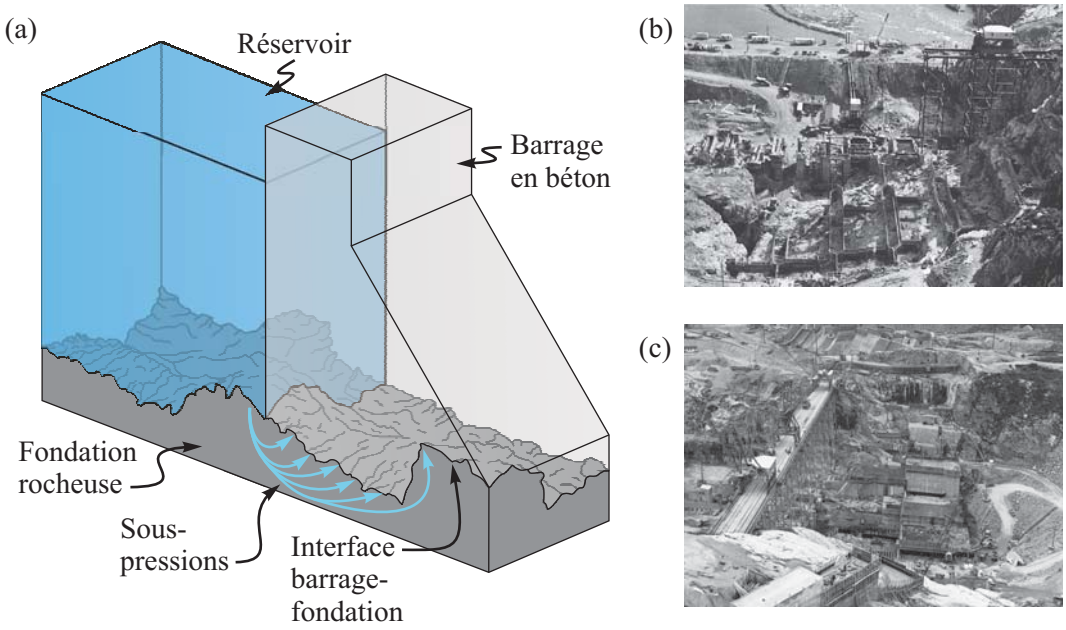



Figure 1.1 Interface barrage-fondation rugueuse : (a) située dans un barrage en béton typique soumis à diverses charges ; et (b) et (c) observée lors des phases de construction d'un barrage existant (courtoisie d'Hydro-Québec).

demeure aussi très restreint pour modéliser les contacts roc-béton rugueux dans le contexte des barrages (Eltervaag 2013, Mouzannar *et al.* 2017). Aussi, aucun consensus n'est disponible quant aux valeurs de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ à retenir pour les interfaces barrage-fondation (Rullière *et al.* 2018).

Finalement, il est commun, pour les analyses pratiques de stabilité des barrages en béton, de :

- négliger à grande échelle les effets des irrégularités géométriques d'une interface barrage-fondation ;
- supposer une interface barrage-fondation intégralement décollée, sans cohésion ;
- considérer le critère de résistance en cisaillement de Mohr-Coulomb sans inclure explicitement les effets de la rugosité.

Ces hypothèses sur-simplifiées peuvent amener les ingénieurs à conduire des analyses de stabilité très conservatrices qui ne reflètent pas adéquatement le comportement structural relativement bon des barrages (Nuss *et al.* 2012). Or, ces analyses impactent directement le

processus d'évaluation de la sécurité des barrages, et par corolaire, les décisions prises par les propriétaires d'ouvrages quant aux stratégies de réhabilitation. Ce projet s'inscrit dans ce contexte en proposant des méthodes numériques et analytiques novatrices pour prendre en compte, à différentes échelles, les effets de la cohésion et de la rugosité sur la résistance au cisaillement d'une interface barrage-fondation.

## 1.2 Problématiques

Un joint roc-béton totalement lié, tel qu'illustré à la Figure 1.2 (a), dispose d'une résistance à la traction non nulle. La cohésion chimique se définit alors comme la résistance au cisaillement de ce joint lié soumis à une contrainte normale nulle. En théorie, la cohésion chimique à l'interface barrage-fondation peut être évaluée expérimentalement à partir de carottes issues de sites de barrages existants. En pratique, de tels échantillons sont compliqués à obtenir dans la mesure où le joint roc-béton se brise souvent durant le carottage (Champagne 2010), expliquant en partie l'incertitude liée à la présence éventuelle de cohésion chimique. Lorsqu'un joint roc-béton est rompu en traction, i.e. les surfaces de roc et de béton sont décollées, de nombreuses aspérités irrégulières apparaissent à l'interface : celle-ci est rugueuse, comme illustrée à la Figure 1.2 (b). Cette rugosité constituée par des aspérités va alors générer un mouvement de dilatance lors du cisaillement, entrainant une augmentation de la résistance du joint (Champagne 2012, Gutiérrez 2013). De nombreux essais ont été menés sur des contacts roc-béton partiellement liés (EPRI 1992, Lo et Grass 1994, Andjelkovic *et al.* 2015, Tian *et al.* 2015, Krounis *et al.* 2016, Mouzannar *et al.* 2017). Ces études permettent de proposer des valeurs de cohésion chimique $c$ utiles pour l'analyse de la résistance au cisaillement d'interfaces barrage-fondation liées. Cependant, elles ne peuvent pas isoler les effets de cette cohésion de ceux de la rugosité. Des joints roc-béton artificiels non-liés ont été alors cisaillées à titre d'alternative (Seidel et Haberfield 2002a, Gutiérrez 2013). Cependant, il est généralement admis que les données expérimentales issues d'essais au cisaillement menés sur des contacts naturels sont plus représentatives des propriétés mécaniques des joints existants (Johansson 2009, Champagne 2012, Mouzannar *et al.* 2017). L'obtention de telles données à partir de spécimens de contact non-liés est donc essentielle pour le développement de modèles prédictifs du comportement au cisaillement des interfaces barrage-fondation rugueuses.

Par ailleurs, bien que peu d'études portent sur la modélisation d'interfaces barrage-fondation irrégulières géométriquement, de nombreux travaux de recherche illustrent, en ingénierie industrielle et en mécanique des roches, l'intérêt croissant pour simuler numériquement des problèmes de contact rugueux (Pei *et al.* 2005, Park et Song 2009, Anciaux et

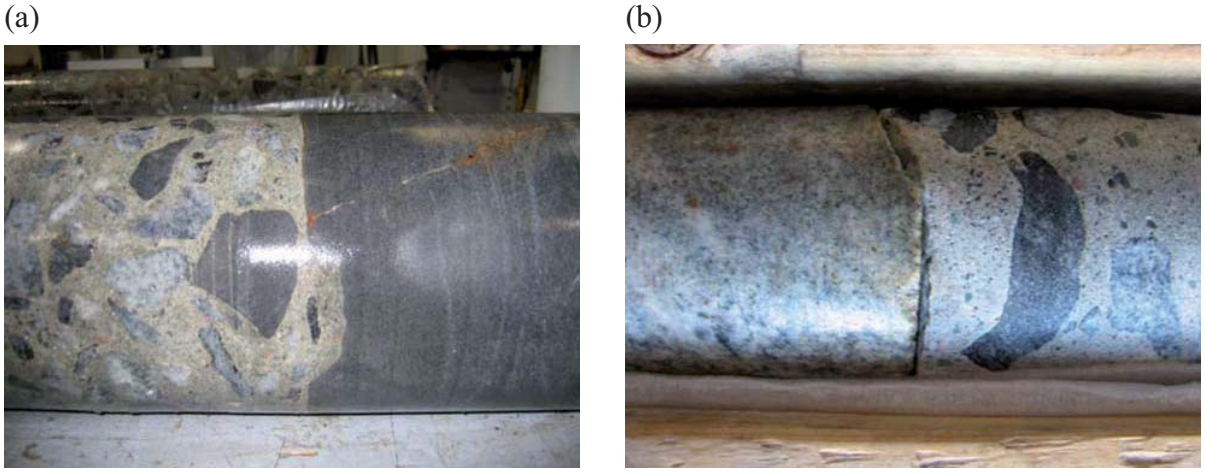



Figure 1.2 Carottes sur une interface barrage-fondation présentant : (a) un joint roc-béton lié ; (b) un joint roc-béton non-lié (courtoisie d'Hydro-Québec).

Molinari 2009, Angadi *et al.* 2012, Shrivastava *et al.* 2012, Bahaaddini *et al.* 2013, Nguyen *et al.* 2014), notamment en employant la Méthode des Éléments Finis (Panagouli et Mistakidi 2010, Nouailletas *et al.* 2013). Cependant, ces études correspondent à des niveaux de contraintes généralement plus élevés que ceux attendus au niveau d'interfaces barrage-fondation. Le contact entre le roc et le béton est aussi un problème multi-physique impliquant différents matériaux avec une géométrie des interfaces complexe, ce qui s'oppose aux problèmes de contact traditionnellement abordés dans la littérature. Toutefois, ces études permettent de procurer des recommandations pertinentes concernant les méthodes numériques pouvant être sélectionnées pour la modélisation d'un contact roc-béton. Parmi celles-ci, la Méthode des Éléments Finis est remarquée car elle présente l'avantage de pouvoir simuler des problèmes de contact non-linéaires tout en étant déjà couramment employée dans les analyses de stabilité au glissement de barrages (Alliard et Léger 2008, Arabshahi et Lotfi 2008, Bolzon 2010). Cela étant, ces études rappellent aussi l'importance de valider et calibrer au regard de résultats expérimentaux tout modèle de contact développé tant l'extrapolation d'analyses peut mener à des interprétations erronées (Thiel et Zabuski 1996, Haberfield et Seidel 1999, Indraratna 2000, Jing 2003, Gasc-Barbier et Guittard 2009).

Souvent menées sur des carottes forées de barrage telles montrées à la Figure 1.2, la majorité des études expérimentales investiguant le comportement au cisaillement de joints roc-béton s'est restreinte à des échelles bien inférieures à celle d'un barrage (Seidel et Haberfield 2002a, Rousseau 2010, Champagne 2012, Gutiérrez 2013). Pourtant, il est important de tenir compte de l'éventuel présence d'effet d'échelle le long des interfaces barrage-fondation,

lequel a été largement étudié dans le cas des discontinuités rocheuses (Bandis *et al.* 1981, Nicholson 1983, Jing 2003, Lambert et Coll 2014). Cet effet d'échelle est problématique car il implique qu'un échantillon de petite taille testé en laboratoire surestime potentiellement la résistance au cisaillement du joint dont il est issu. Il peut être dû à la variabilité spatiale de la rugosité, à la présence de zones de faiblesse ou à une plus grande ductilité des joints de plus grande taille. Il est donc essentiel de tenir compte de la possibilité d'un tel effet d'échelle le long des interfaces barrages-fondations, lesquelles peuvent être considérées dans une certaine mesure analogues aux joints rocheux (Champagne 2012). Aussi, il est nécessaire de développer les modèles prédictifs du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation à partir d'essais expérimentaux menés sur des contacts roc-béton ayant différentes dimensions, i.e. d'environs 10 cm (Rousseau 2010, Champagne 2012) ou 50 cm (Moradian *et al.* 2013, Gravel *et al.* 2015).

Évaluer expérimentalement la résistance au cisaillement des interfaces rugueuses barrage-fondation à l'échelle d'un barrage, i.e. à des échelles atteignant au minimum plusieurs mètres, pose de nombreux défis techniques et financiers. Parallèlement, il devient de plus en plus commun, pour les propriétaires d'ouvrages, d'effectuer des relevés topographiques de fondations rocheuses sur des sites de barrages grâces aux technologies de bathymétrie et de LiDAR (Light Detection and Ranging) essentiellement pour des études hydrauliques (Dunbar *et al.* 1999, Rondeau *et al.* 2015, Schweiger *et al.* 2015). Ainsi, de nombreux progrès ont permis une substantielle amélioration des techniques de bathymétrie ces dernières décennies pour fournir des topographies de lits de réservoirs de plus en plus précises (Furnans et Austin 2008). La technologie LiDAR est une autre alternative prometteuse permettant d'obtenir de larges fondations rocheuses numérisées. Plusieurs exemples de d'emplois de LiDAR pour des applications de génie civil sont disponibles dans la littérature (Hu *et al.* 2012, Abellàn *et al.* 2014). Bien que le nombre d'études combinant relevés topographiques et Méthode des Éléments Finis soit encore limité, il est pertinent d'implémenter des géométries obtenues par bathymétrie ou LiDAR au sein de modèles numériques de contacts roc-béton non-liés à l'échelle de barrages. Le développement de modèles prédictifs du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation peut ainsi tenir compte de ces résultats pour la prise en compte de l'effet d'échelle.

En résumé, cette thèse cherche à répondre aux problématiques suivantes :

– Comment mieux caractériser, au moyen de méthodes numériques validées expérimentalement, l'effet de la rugosité sur la résistance au cisaillement des interfaces barrage-

fondation ?
- Comment prendre en compte l'effet d'échelle dans l'évaluation de la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation ?
- Comment considérer de manière efficace les paramètres mécaniques caractérisant la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation dans les analyses pratiques de stabilité au glissement ?

## 1.3 Objectifs

Les principaux objectifs de cette thèse sont donc :

- d'élaborer des modèles d'éléments finis validés expérimentalement permettant de reproduire à différentes échelles le comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation rugueuses non-liées ;
- de développer de nouveaux critères de rupture en cisaillement multi-échelles pour ces interfaces au moyen d'études paramétriques conduites avec les modèles numériques ;
- de proposer des méthodes originales permettant de quantifier la cohésion et l'angle de friction apparents dus à la rugosité le long de ces interfaces tout en tenant compte d'un possible effet d'échelle ;
- de proposer des méthodes originales permettant d'implémenter la présence d'irrégularités géométriques ou de lien cohésif le long des interfaces barrage-fondation dans des logiciels utilisés pour conduire des analyses pratiques de stabilité au glissement.

À l'issue de cette thèse, des recommandations sont fournies concernant :

- la pertinence d'inclure les irrégularités géométriques et la cohésion le long des interfaces barrage-fondation pour évaluer la stabilité au glissement des barrages en béton existants ;
- les limites liées à l'interprétation des résultats issus d'éprouvettes de petite taille cisaillées pour des analyses de stabilité au glissement menées à grande échelle ;
- la capacité de la Méthode des Éléments Finis à modéliser les problèmes de contact à géométries complexes tels les joints naturels cisaillés ;
- l'intérêt à considérer une cohésion apparente non-nulle pour des interfaces barrage-fondation non-liées.

## 1.4 Méthodologie générale

### 1.4.1 Vue d'ensemble

Afin de répondre aux problématiques et aux objectifs définis précédemment, la méthodologie présentée au long de cette thèse se découpe en sept phases distinctes. Celles-ci sont présentées à la Figure 1.3 et sont décrites en détail à la suite. L'ensemble de ces phases permet la réalisation de modèles numériques et analytiques multi-échelles, i.e. développés et validés à différents niveaux d'échelles, pour prédire la résistance cisaillement des interfaces barrage-fondation. Trois niveaux d'échelles, illustrés à la Figure 1.4, sont considérés dans cette thèse : (i) petite échelle, i.e. correspondant à une dimension d'une éprouvette cisaillée dont le diamètre varie de 0,083 à 0,145 m ; (ii) moyenne échelle, i.e. correspondant à une surface d'environ 0,5 m par 0,5 m ; et (iii) grande échelle, i.e. correspondant à la fondation au complet du barrage en béton. Ainsi, grâce à sa composante multi-échelles, les modèles prédictifs développés au long de ce travail peuvent inclure l'influence de la rugosité sur le comportement des interfaces barrage-fondation tout en tenant compte de l'effet d'échelle. Après la réalisation d'une revue de littérature approfondie et de modèles préliminaires, la Méthode des Éléments Finis est finalement sélectionnée pour conduire les simulations numériques de ce projet.

### 1.4.2 Phase A : Revue de littérature

Dans un premier temps, une revue de littérature est menée concernant l'évaluation de la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation. Ce travail permet alors d'identifier précisément les lacunes dans la compréhension du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation. Par ailleurs, bien que les interfaces barrage-fondation soient des problèmes multi-physiques originaux, de nombreux travaux antérieurs portent sur des problèmes de contact rugueux similaires, et fournissent une aide non-négligeable dans la réalisation des objectifs clés de ce projet. Par exemple, les études numériques simulant des discontinuités rocheuses cisaillées permettent d'orienter les choix techniques pour le développement de modèles multi-échelles d'interfaces barrage-fondation. La faisabilité de l'emploi de la Méthode des Éléments Finis pour la construction de ces modèles multi-échelles est alors démontrée.

Au final, cette revue de littérature s'attache à répondre notamment aux objectifs suivants :

– faire un état des pratiques sur l'évaluation de la stabilité au glissement des barrages en béton ;

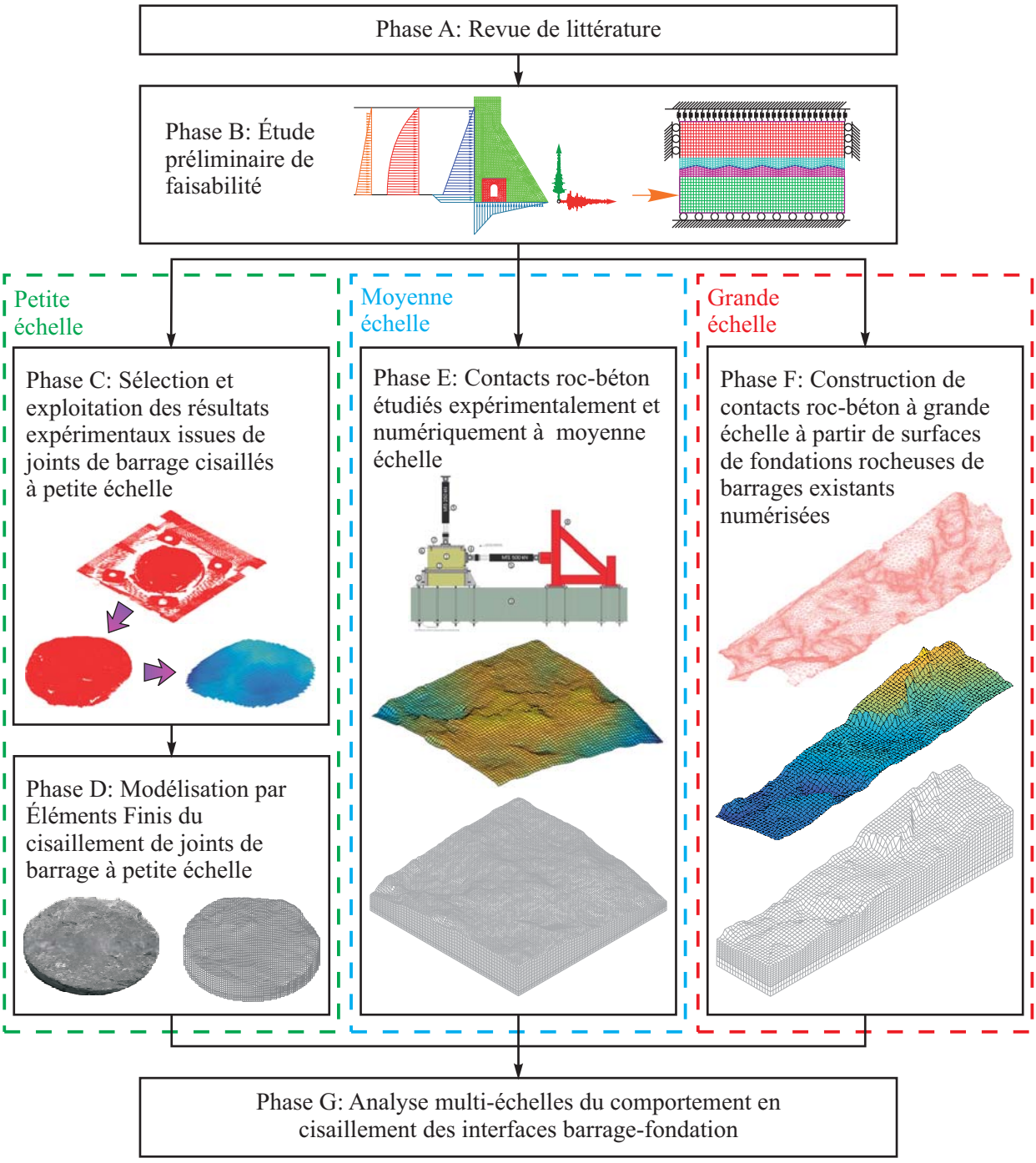



Figure 1.3 Présentation des différentes phases méthodologiques de cette thèse.

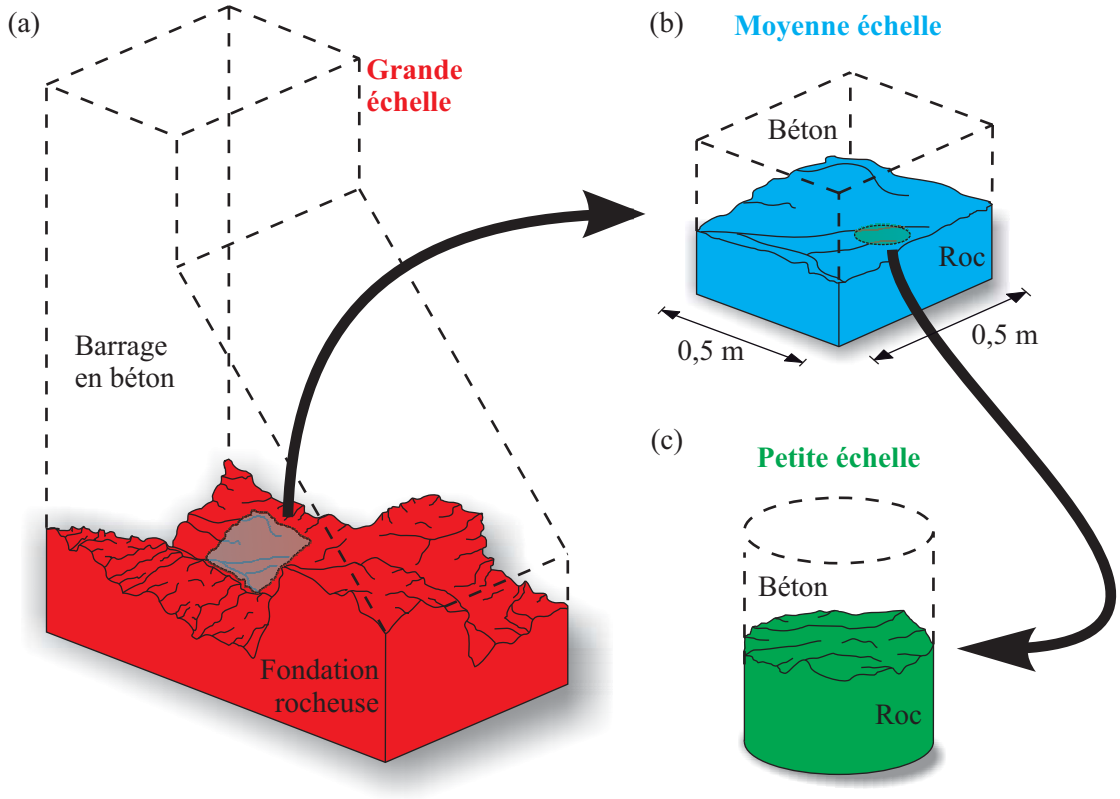



Figure 1.4 Illustration des trois niveaux d'échelles choisis pour la réalisation des modèles prédictifs : (a) grande échelle, i.e. correspondant à la fondation au complet du barrage en béton ; (b) moyenne échelle, i.e. correspondant à une surface d'environ 0,5 m par 0,5 m ; et (c) petite échelle, i.e. correspondant à une dimension d'une éprouvette cisaillée dont le diamètre varie de 0,083 à 0,145 m.

- proposer une meilleure caractérisation des interfaces barrage-fondation en se basant sur des observations faites dans la littérature ;
- réaliser une revue des connaissances sur le comportement en cisaillement des discontinuités rocheuses ;
- illustrer les problématiques propres aux interfaces barrage-fondation vis-à-vis des discontinuités rocheuses ;
- démontrer la pertinence de l'emploi de modèles d'élément finis multi-échelles pour mieux caractériser le comportement des interfaces barrage-fondation.

### 1.4.3 Phase B : Étude préliminaire de faisabilité

Cette phase cherche à démontrer la faisabilité du projet présenté au long de cette thèse, notamment en critiquant l'intérêt d'inclure la cohésion et les irrégularités géométriques le long des interfaces barrage-fondation dans les analyses de stabilité. Pour se faire, la stabilité au glissement d'un barrage existant avec une fondation rocheuse en escalier, tel qu'illustré à la Figure 1.5 (a), est investiguée au moyen de modèles non-linéaires d'éléments finis. Cet ouvrage est alors soumis au chargement extrême d'un séisme afin de pouvoir observer l'apparition d'une rupture partielle le long de son interface barrage-fondation. Cette étude permet alors une première discussion des effets de la géométrie et des propriétés mécaniques sur la résistance au cisaillement des interfaces barrages-fondations. Par ailleurs, pour inclure efficacement de la cohésion le long du contact de ces interfaces, des éléments finis spécifiques, les TECs (Truss Elements of Cohesion), sont développés et validés. Cette méthode peut alors s'avérer utile pour implémenter les valeurs de cohésion apparente déterminées par les modèles multi-échelles de ce projet au sein de modèles numériques de barrages. En parallèle, un modèle d'éléments finis préliminaire de contact roc-béton en dents de scie, soumis à un cisaillement direct, est réalisé, tel montré à la Figure 1.5 (b). Les résultats obtenus grâce à ce modèle sont alors comparés et validés avec une étude issue de la littérature (Haque et Kodikara 2012). Ces premiers modèles illustrés à la Figures 1.5 démontrent alors l'efficacité de la Méthode des Éléments Finis pour modéliser les problèmes de contact rugueux tout en identifiant et en résolvant certaines contraintes techniques liées à son emploi. Cette validation de la Méthode des Éléments Finis comme solution choisie pour la modélisation multi-échelles d'interfaces barrage-fondation rend alors possible la construction de modèles numériques 3D de complexité supérieure.

Les objectifs de la phase B sont donc :

- de critiquer la pertinence d'inclure les irrégularités géométriques et la cohésion le long

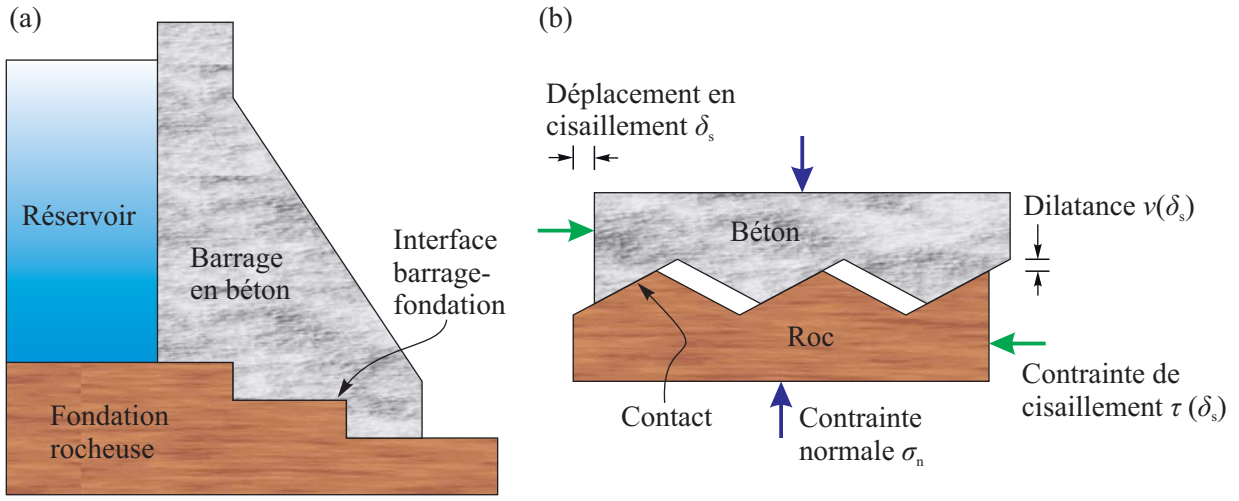



Figure 1.5 Sujets d'études préliminaires pour démontrer la faisabilité du projet : (a) barrage avec une fondation rocheuse en escalier ; et (b) contact roc-béton en dents de scie soumis à un cisaillement direct.

des interfaces barrage-fondation pour évaluer la stabilité au glissement des barrages en béton existants ;

- de tester l'efficacité de la Méthode des Éléments Finis pour modéliser les problèmes de contact à géométrie irrégulière ;
- d'identifier et résoudre certaines contraintes techniques liées à l'emploi de la Méthode des Éléments Finis pour modéliser un problème de contact rugueux ;
- de comparer et valider les résultats de modèles préliminaires vis à vis d'études de la littérature.

En outre, cette phase permet la proposition d'une méthode originale permettant d'implémenter la présence de cohésion chimique ou apparente le long des interfaces barrage-fondation pour conduire des analyses pratiques de stabilité au glissement au moyen de la Méthode des Éléments Finis.

### 1.4.4 Phase C : Sélection et exploitation des résultats expérimentaux issues de joints de barrage cisaillés à petite échelle

Pour l'ensemble des phases suivantes, les contacts sont considérés non-liés, avec une cohésion chimique nulle, afin d'isoler l'effet de la rugosité. Il est nécessaire, pour développer des modèles numériques multi-échelles, de numériser des portions existantes d'interfaces barrage-fondation de différentes dimensions. Cette phase se consacre à l'obtention de surfaces de contact de petite échelle issues de joints de barrages. De nombreux essais au cisaillement

direct, dont le principe est illustré à la Figure 1.5 (b), ont été menés sur des échantillons de joints de barrage par l'Université de Sherbrooke, de 2007 à 2013. Ce précédent projet a été mené en collaboration avec Hydro-Québec et se décomposait en deux segments : (i) de 2007 à 2010, un protocole expérimental a été développé pour évaluer la résistance au cisaillement de contacts issus de carottes, d'environs 10 cm de diamètre, forées de barrages existants, tel que montré à la Figure 1.2 (Rousseau 2010, Champagne 2012) ; (ii) de 2010 à 2013, la variabilité statistique des caractéristiques des interfaces barrage-fondation a été analysée en combinant des essais au cisaillement direct menés à petite échelle, i.e. sur des éprouvettes issues de carottage, et à moyenne échelle, i.e. sur des blocs d'environs 0,5 m par 0,5 m (Rousseau 2010, Champagne 2012, Moradian *et al.* 2013, Gravel *et al.* 2015). L'ensemble des résultats expérimentaux obtenus ont été insuffisants en nombre pour dégager des tendances généralisables à l'ensemble des barrages existants (Champagne 2012). Toutefois, les résultats de ces essais, toujours disponibles à l'Université de Sherbrooke, fournissent une vaste et riche base de données sur le comportement en cisaillement des joints de barrage, et plus particulièrement des contacts roc-béton. Une majeure partie des contacts cisaillés à petite et moyenne échelle ont été numérisés avant les essais. Cette phase vise donc à collecter et exploiter plusieurs surfaces numérisées d'échantillons de joints de barrage, avec les courbes et les rapports expérimentaux correspondants, pour développer à petite échelle les modèles multi-échelles.

Parmi le nombre important d'éprouvettes cisaillées durant les essais à l'Université de Sherbrooke, 18 échantillons de joints de barrage correspondant à six contacts béton-béton, six contacts roc-béton, et six contacts roc-roc, sont sélectionnés. Ces contacts, tous intégralement décollés, ont été numérisés sans exception, et présentent des propriétés de rugosité et d'emboitement visuellement variables. La Figure 1.6 (a) et (b) présente le profilomètre laser employé pour numériser ces contacts tandis que la Figure 1.6 (c) présente un exemple de profil 3D numérisé par ce profilomètre, constitué d'un nuage de plusieurs millions de points. Une procédure originale est alors développée pour traiter, nettoyer et filtrer ces profils 3D issus des échantillons cisaillés et numérisés. De nouvelles méthodes sont aussi proposées pour quantifier en 3D les cœfficients de rugosité et d'emboitement de joint $JRC$ et $JMC$ en fonction de la direction de cisaillement supposée. Ces paramètres permettent alors d'analyser en détail les résultats expérimentaux. Ce travail de collecte, de traitement et d'analyse des surfaces 3D numérisées de petite échelle permet alors non-seulement la construction de modèles d'éléments finis en phase D, mais aussi l'ébauche d'un critère de rupture pratique pour les interfaces barrage-fondation.

Les objectifs de la phase C sont donc :

- de collecter et sélectionner plusieurs surfaces numérisées d'échantillons de joints de barrage de petite échelle, disponibles à l'Université de Sherbrooke, avec les courbes et les rapports expérimentaux correspondants ;
- de développer une procédure pour traiter, nettoyer et filtrer les profils 3D issus des contacts numérisés ;
- de proposer des paramètres adaptés afin de caractériser les propriétés de rugosité et d'emboitement des joints, et d'analyser en détail les résultats issus des essais en cisaillement.

### 1.4.5 Phase D : Modélisation par Éléments Finis du cisaillement de joints de barrage à petite échelle

La revue de littérature et l'étude préliminaire de faisabilité (phases A et B) permettent de valider le choix de la Méthode des Éléments Finis pour simuler numériquement le comportement en cisaillement de contacts roc-béton. Au long de la phase D, une procédure automatisée est développée pour générer les modèles d'éléments finis reproduisant le cisaillement direct effectué sur les spécimens de joints de barrages numérisés en phase C. Les profils 3D rugueux correspondants permettent alors de reconstruire la géométrie des surfaces inférieures et supérieures des éprouvettes modélisées, tel qu'illustré à la Figure 1.7. Le comportement non-linéaire entre ces deux surfaces est implémenté grâce auz éléments finis de contact frictionnels, lesquels autorisent le glissement et le soulèvement (Bathe et Chaudhary 1985, Eterovic et Bathe 1991). Les deux volumes correspondant aux surfaces inférieur et supérieur sont soumis à des conditions aux frontières et un chargement reproduisant le plus précisément possible un essai au cisaillement direct mené sous une charge normale constante (CNL) tel que mené par l'Université de Sherbrooke. L'analyse des résultats expérimentaux en Phase C montre que la rugosité des contacts est peu altérée par le cisaillement, et que la résistance correspondante est essentiellement contrôllée par le glissement à l'interface. Cette observation permet alors de supposer qu'aucune dégradation majeure des aspérités ne survient. La plasticité est donc introduite au sein du roc et du béton essentiellement afin de permettre de bonnes conditions de contact numériques en utilisant le critère élasto-plastique de Von-Mises. Cette hypothèse de modélisation est aussi reprise aux Phases E et F. Dans un premier temps, des modèles à géométries simples sont générés et étudiés afin de confirmer le bon fonctionnement de cette procédure. Ceux-ci permettent aussi de valider diverses hypothèses de modélisation tel le type de maillage ou le critère élasto-plastique employés. Puis, dans un second temps, la procédure est appliquée aux 18 spécimens de joints de barrages sélectionnés précédemment.

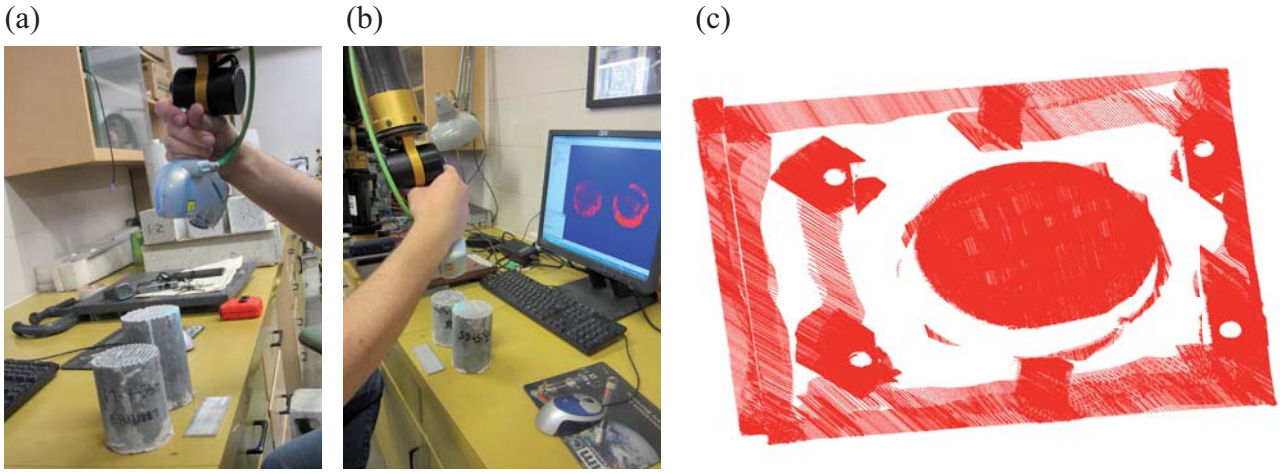



Figure 1.6 Numérisation de surfaces roc-béton d'éprouvettes cisaillées : (a) et (b) profilomètre laser employé à l'Université de Sherbrooke ; et (c) exemple de surface 3D numérisée par ce profilomètre sous forme de nuage de points avec le boitier de cisaillement.

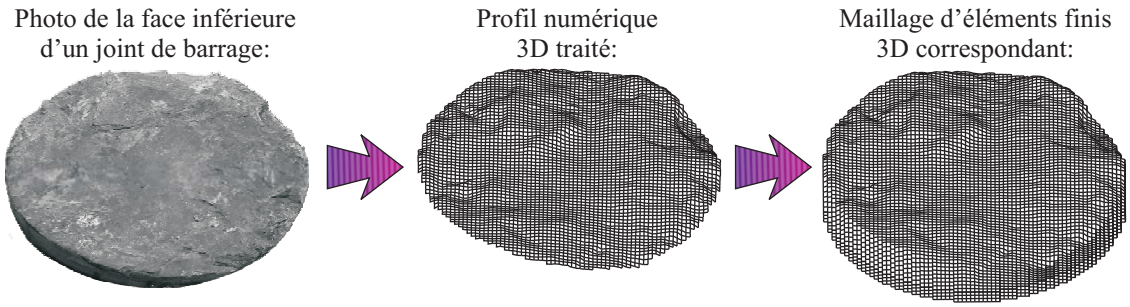



Figure 1.7 Illustration de la procédure développée pour construire le maillage d'éléments finis 3D à partir de la surface inférieure d'un spécimen de joint de barrage rugueux non-lié.

Deux séries d'analyses sont conduites au moyen des modèles d'éléments finis des 18 spécimens cisaillés. La première série permet la validation des modèles en comparant leurs résultats avec les courbes expérimentales correspondantes. Aucune calibration des modèles n'est initialement effectuée dans la mesure où l'ensemble des propriétés mécaniques sont choisies identiques pour l'ensemble des modèles. Les valeurs de ces paramètres, pour le roc et le béton, sont alors estimées à partir d'investigations expérimentales menées sur les sites des barrages où ont été forés les spécimens. L'absence de calibration, bien qu'elle puisse causer une certaine perte de précision, assure la robustesse de la procédure développée, laquelle peut être employée au long des phases suivantes. Ce processus de validation permet aussi de mener une seconde série d'analyses pour discuter des effets de diverses hypothèses de modélisation (effets 3D, résolution du maillage géométrique, résolution du maillage d'éléments finis, conditions initiales d'emboitement) et de paramètres mécaniques (angle de friction de base, résistance en compression du roc, module d'élasticité du roc) sur le comportement numérique des joints de barrage cisaillées. La seconde série d'analyses numériques peut, alors, permettre d'approfondir la compréhension des mécanismes mis en jeux au sein d'un contact roc-béton cisaillé à petite échelle, notamment en y soulignant le rôle majeur de la rugosité et de l'emboitement. Les résultats des analyses numériques sont alors comparés au critère de rupture pratique ébauché en Phase C pour les interfaces barrage-fondation, tout en suggérant de premières valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents. Enfin, cette phase permet de fournir des recommandations quant à la construction de modèles d'éléments finis reproduisant des essais au cisaillement sur une discontinuité rugueuse non-liée.

Les objectifs de la phase D sont donc :

- de développer une procédure permettant de générer les modèles d'éléments finis des 18 spécimens de joints de barrages rugueux, non-liées et cisaillés, sélectionnés en phase C ;
- de valider expérimentalement cette procédure ;
- de discuter de la performance des solutions choisies pour la modélisation par éléments finis (maillage, modèle de plasticité, etc.) ;
- d'investiguer la sensibilité de la résistance au cisaillement de contacts roc-béton vis-à-vis des propriétés mécaniques du contact ;
- de confirmer numériquement le rôle majeur des propriétés de rugosité et d'emboitement sur la stabilité au glissement des interfaces barrages-fondation.

Cette phase est donc essentielle car elle permet : (i) d'apporter une première validation expérimentale forte, à petite échelle, du développement de la procédure de modélisation par

éléments finis d'interfaces barrage-fondation ; (ii) d'initier des discussions quant à un nouveau critère de rupture en cisaillement pour ces interfaces, même si celles-ci doivent être complétées par des analyses à plus grande échelle ; et (iii) d'illustrer l'intérêt d'évaluer la cohésion et l'angle de friction apparents pour les analyses de stabilité de barrage.

### 1.4.6 Phase E : Contacts roc-béton étudiés expérimentalement et numériquement à moyenne échelle

La résistance au cisaillement d'une interface barrage-fondation à taille réelle peut singulièrement différer de spécimens de contacts roc-béton issus de carottages : c'est l'effet d'échelle. Afin de tenir compte de celui-ci dans ce projet, la phase E vise à réitérer le cheminement effectué aux précédentes phases à moyenne échelle. Quatre profils 3D de contact roc-béton d'environs 0,5 m par 0,5 m sont obtenus en numérisant quatre surfaces rocheuses rugueuses typiques d'une fondation de barrages dont un exemple est montré à la Figure 1.8 (a). Deux de ces surfaces ont aussi été utilisées pour construire les contacts roc-bétons non-liés correspondants, lesquels ont été cisaillés expérimentalement tel qu'illustré à la Figure 1.8 (b). Les résultats correspondants sont toujours disponibles au sein de l'Université de Sherbrooke et sont donc collectés et exploités. Les méthodologies développées au long des phases C et D à petite échelle sont alors appliquées à moyenne échelle pour : (i) traiter, nettoyer et filtrer les profils 3D des quatre surfaces rocheuses numérisées ; (ii) construire les modèles d'élément finis des quatre contacts roc-béton cisaillés correspondants ; et (iii) valider ces modèles au moyen des deux essais expérimentaux disponibles. La phase E apporte donc une seconde validation expérimentale, à plus grande échelle, de la procédure de modélisation par éléments finis d'interfaces barrage-fondation. Cette procédure est ensuite employée pour conduire des analyses numériques dont les résultats permettent d'améliorer la compréhension de l'effet d'échelle dû à la rugosité sur le comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation. Il est observé expérimentalement que peu de dégradation d'aspérités survient à petite et moyenne échelles. L'effet d'échelle dû aux propriétés mécaniques du béton de masse et de la fondation rocheuse n'est donc pas étudié au long de cette thèse. Les méthodes précédemment développées en Phase C pour quantifier en 3D les cœfficients de rugosité et d'emboitement sont adaptées pour tenir compte de la taille des contacts roc-béton rugueux non-liés étudiés, permettant ainsi de proposer une nouvelle méthode analytique multi-échelles incluant un critère de rupture non-linéaire. Par ailleurs, les travaux de la phase E permettent de critiquer l'emploi éventuel des résultats issus des éprouvettes cisaillées obtenus en Phases C et D pour la conduite d'analyses de stabilité au glissement de barrages en béton.

Les objectifs de la phase E sont donc :

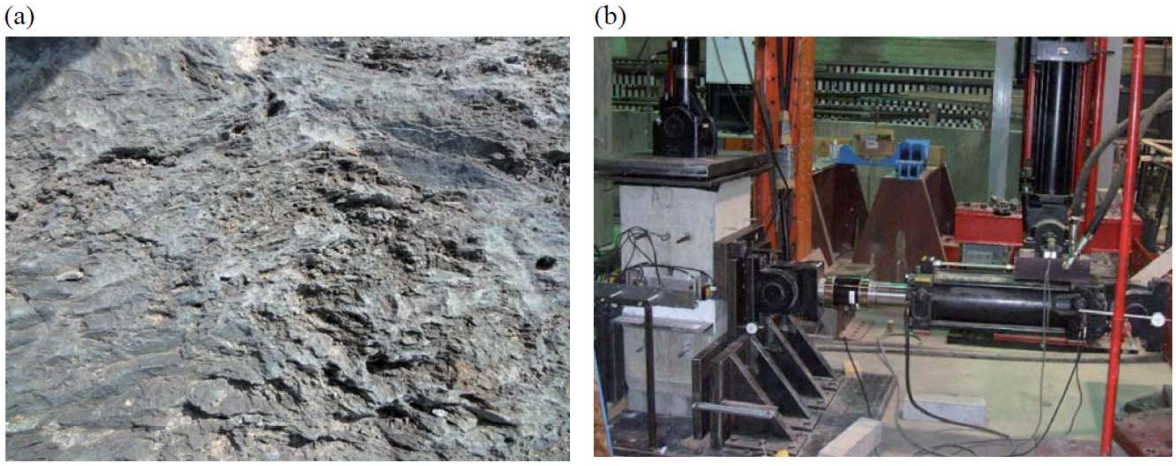



Figure 1.8 Contacts roc-béton étudiés à échelle moyenne : (a) surface rocheuse typique d'une fondation de barrage (adapté de Gravel *et al.* 2015) ; et (b) montage expérimental de l'Université de Sherbrooke pour le cisaillement direct d'interfaces barrage-fondation de moyenne échelle (adapté de Moradian *et al.* 2013).

- d'appliquer la procédure développée en Phase C pour traiter, nettoyer et filtrer les profils 3D issus de quatre surfaces d'environs 0,5 m par 0,5 m numérisées ;
- d'appliquer la procédure développée en Phase D pour construire les modèles d'éléments finis de contacts roc-béton cisaillés à moyenne échelle ;
- de poursuivre la validation expérimentale de cette procédure de modélisation à plus grande échelle ;
- d'adapter les paramètres précédemment proposés pour caractériser les propriétés de rugosité et d'emboitement des contacts roc-béton afin de tenir compte de l'effet d'échelle ;
- de proposer une nouvelle méthode analytique multi-échelles incluant un critère de rupture non-linéaire prédisant la résistance en cisaillement de contacts roc-béton rugueux non-liés.

### 1.4.7 Phase F : Construction de contacts roc-béton à grande échelle à partir de surfaces de fondations rocheuses de barrages existants numérisées

Cette phase se consacre à l'obtention de géométries d'interfaces barrage-fondation à grande échelle, i.e. à taille réelle de l'ouvrage, en numérisant de larges surfaces de fondations rocheuses situées proches de barrages existants. Deux sites de barrages situés dans l'Est du Canada sont alors identifiés, l'un incluant une fondation en schiste argileux, l'autre une fondation en gneiss. Des géométries d'interfaces barrage-fondation synthétiques auraient pu

aussi être générées. Cependant, la représentativité et le réalisme de la rugosité de celles-ci auraient été critiquables. À la connaissance de l'auteur, aucune géométrie d'interface barrage-fondation existante n'est disponible dans la littérature à des fins de validation (Lo *et al.* 1991a, Goodman et Bro 2005). C'est pourquoi il est préféré d'exploiter directement des données topographiques issues de sites de barrages existants. Dans cette optique, les technologies de bathymétrie et de LiDAR sont employées pour numériser ces surfaces rocheuses, tel qu'illustré à la Figure 1.9. Les topographies relevées par bathymétrie sont localisées au fond du réservoir à l'amont d'un barrage en béton, où pratiquement aucune sédimentation n'est observable. Celles relevées par LiDAR se situent au sein de joints verticaux évidés, entre différents plots d'un barrage-poids existant. Le déploiement des équipements et la réalisation des mesures sont réalisés par l'unité Auscultation des ouvrages de la direction Barrages et Infrastructures d'Hydro-Québec Production. La procédure développée en phase C est alors adaptée pour traiter, nettoyer et filtrer ces relevés topographiques 3D. Au final, quatre larges géométries 3D d'interfaces barrage-fondation à rugosité variables sont obtenues. Celles-ci sont alors implémentées, au moyen de la méthodologie développée et validée en Phases D et E, au sein de modèles d'éléments finis de contacts roc-béton non-liés cisaillés à grande échelle. Ces modèles complètent alors la modélisation par éléments finis multi-échelles du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation analysée en Phase G.

Les objectifs de la phase F sont donc :

- d'identifier et de numériser à grande échelle des surfaces de fondations rocheuses proches de barrages existants ;
- de traiter ces relevés topographiques afin de pouvoir en extraire de larges géométries 3D d'interfaces barrage-fondation disposant d'une rugosité variée et réaliste ;
- de construire, au moyen de la procédure développée en Phases D et E, les modèles d'éléments finis de contacts roc-béton cisaillés à grande échelle.

Par ailleurs, l'obtention de ces quatre larges géométries 3D permet, au sein du projet doctoral de M. Tarik Saichi, la construction de modèles d'éléments finis 2D de barrages-poids avec des interfaces barrage-fondation rugueuses. La procédure et les résultats présentés dans l'article de Saichi *et al.* (2019) permettent de confirmer l'importance de la prise en compte de la rugosité et des clefs de cisaillements le long des surfaces de fondations rocheuses pour les analyses stabilité au glissement de barrages.

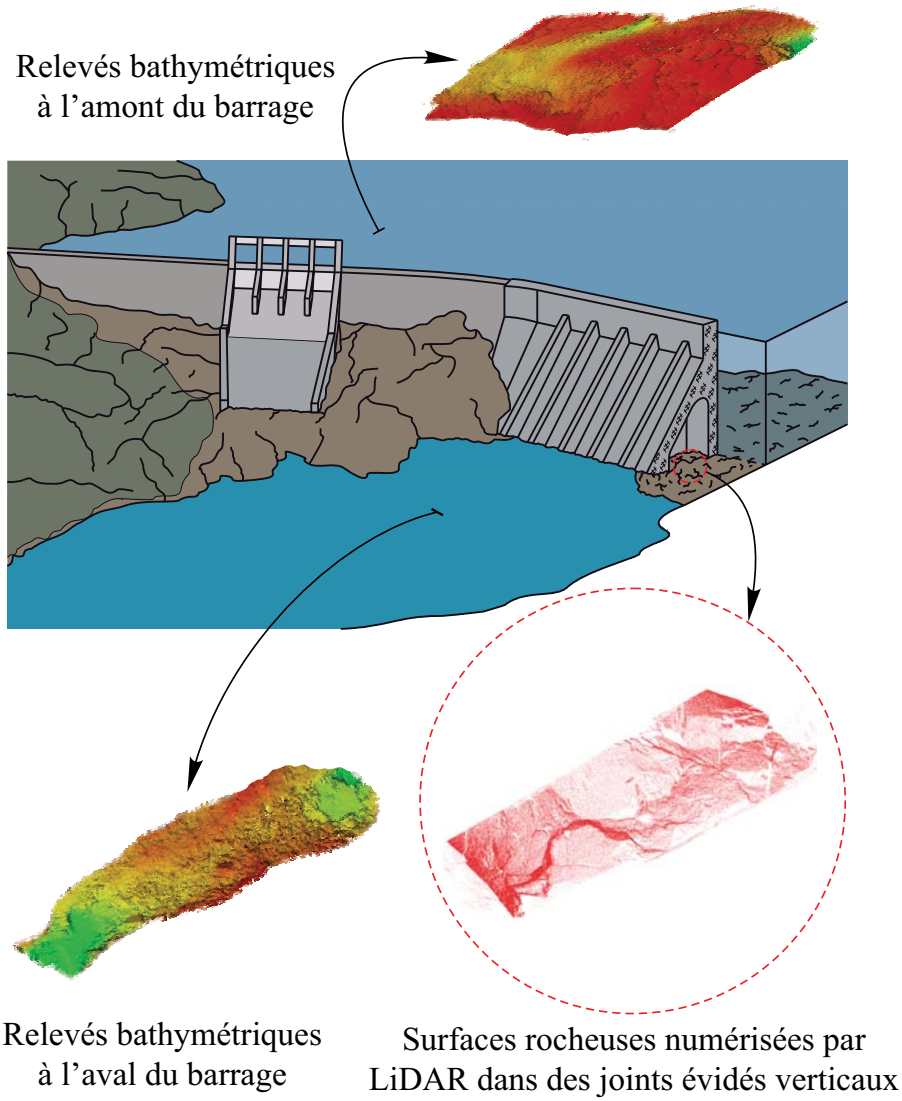



Figure 1.9 Relevés topographiques menés par bathymétrie et par LiDAR de larges surfaces de fondation rocheuses près de barrages existants (adapté de Saichi *et al.* 2019).

### 1.4.8 Phase G : Analyse multi-échelles du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation

Les Phases D, E et F permettent la construction de modèles d'éléments finis d'interfaces barrage-fondation rugueuses non-liées à petite, moyenne et grande échelles, respectivement. Les résultats issus de ces modèles sont alors examinés au regard de la variation des contraintes normales appliquées et des propriétés de rugosité et d'emboitement. Ceci permet alors de valider le critère non-linéaire de rupture en cisaillement multi-échelles proposé en Phase E à l'échelle d'un barrage en béton. En outre, ce modèle non-linéaire peut-être simplifié en un critère M-C équivalent, permettant ainsi de proposer une méthode rigoureuse pour déterminer les valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents correspondants. Celles-ci peuvent alors être importées au sein de logiciels utilisant la Méthode Gravitaire pour l'évaluation de la sécurité au glissement de barrages-poids, tel CADAM (Leclerc et Léger 2012). En outre, la cohésion apparente être aussi incluse au sein de modèles d'éléments finis de systèmes barrage-fondation-réservoir au moyen des TECs développés en Phase B. La phase G constitue donc un travail de synthèse répondant aux objectifs principaux de cette thèse.

Les objectifs de la phase G sont donc :

- de comparer, à petite, moyenne et grande échelles, pour différentes rugosités et contraintes normales, les comportements en cisaillement des contacts roc-béton prédits par les méthodes numérique et analytiques multi-échelles décrites en Phase E ;
- de proposer des méthodes rigoureuses permettant de quantifier la cohésion et l'angle de friction apparents pour tenir compte de la rugosité le long des interfaces barrage-fondation.

## 1.5 Contributions originales

Cette thèse vise essentiellement à répondre à la problématique du choix des valeurs des propriétés mécaniques à l'interface barrage-fondation. Cette problématique a, à de nombreuses reprises, déjà été abordée par des études passées utilisant, dans la très large majorité des cas, uniquement une démarche expérimentale. En effet, les propriétés mécaniques à l'interface barrage-fondation sont critiques pour la sécurité au glissement des barrages en béton. Cependant, aucun consensus n'a réellement été dégagé sur les valeurs à considérer, notamment à cause du manque de données. Pour combler ces lacunes sans avoir à réaliser un nombre conséquent d'essais expérimentaux coûteux, ce projet propose d'aborder la problématique au moyen de modèles d'éléments finis multi-échelles 3D. Les contributions originales générales

de ce projet sont donc :

- le développement, la construction et l'analyse de modèles d'éléments finis multi-échelles 3D d'interfaces barrage-fondation ;
- la validation expérimentale de la Méthode des Éléments Finis pour modéliser des interfaces rugueuse non-liée cisaillées ;
- le développement d'une méthode analytique multi-échelles incluant un critère de rupture en cisaillement non-linéaire pour les contacts roc-béton non-liés ;
- la proposition de deux procédures rigoureuses pour déterminer des valeurs de cohésion apparente pour les interfaces barrage-fondation ;
- le développement d'éléments finis originaux, les TECs (Truss Elements of Cohesion) pour inclure efficacement de la cohésion chimique ou apparente le long du contact des interfaces barrage-fondation pour les analyses de stabilité pratiques.

Outre la participation à plusieurs conférences, ce travail a permis la soumission de quatre articles auprès de revues scientifiques :

- Article 1 : Critical appraisal of common simplified assumptions in seismic stability analyses of gravity dams.
- Article 2 : Roughness effects on the shear strength of concrete and rock joints in dams based on experimental data.
- Article 3 : Numerical simulation and experimental validation of the shear behaviour of natural dam joints.
- Article 4 : Experimental, analytical and Finite Element assessment of the shear strength of concrete-rock interfaces at different scales.

Très peu d'études portent sur la modélisation de la géométrie des interfaces barrage-fondation au sein d'analyses de stabilité. En abordant cet aspect novateur, l'Article 1 de cette thèse propose une série de recommandations quant à la considération des irrégularités géométriques et de la cohésion le long des interfaces barrage-fondation pour les évaluations de la sécurité au glissement. Des éléments finis originaux, les TECs (Truss Elements of Cohesion), sont aussi développés pour inclure efficacement de la cohésion chimique ou apparente le long du contact des interfaces barrage-fondation pour les analyses de stabilité pratiques.

Par ailleurs, les modèles d'éléments finis multi-échelles sont développés et validés à partir d'essais expérimentaux menés sur des contacts roc-béton. Ces essais sont issus de précédents

projets conduits par l'Université de Sherbrooke et commandités par l'entreprise partenaire Hydro-Québec. Face au manque de données dans la littérature, l'analyse des résultats de ces essais au sein de l'Article 2 constitue donc un travail original et pertinent. Les outils qui y sont développés permettent une caractérisation approfondie de l'effet de la rugosité et de l'emboitement sur la résistance au cisaillement des contacts roc-béton. En outre, ce travail permet l'ébauche d'un critère de rupture pratique et original pour les échantillons de joints de barrage rugueux et non-liés.

Bien que certains exemples soient disponibles, les modèles numériques reproduisant un essai de cisaillement direct sur une interface rugueuse non-liée, validés expérimentalement, demeurent relativement rares. En developpant une procédure modélisant avec les éléments finis des contacts roc-béton à petite échelle, l'Article 3 de cette thèse aborde diverses problématiques originales, car peu documentées, telles que : la capacité de la Méthode des Éléments Finis à modéliser un problème de contact rugueux ; la résolution du maillage à adopter pour ces problèmes ; et l'évaluation numérique de l'impact de la rugosité, de l'emboitement, et de l'angle de friction de base sur la résistance au cisaillement des contacts.

L'article 4 présente le développement de modèles d'éléments finis multi-échelles de contacts roc-béton. Ceci constitue une approche originale pour mieux saisir l'importance de l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation rugueuses, et plus largement des discontinuités rocheuses. En effet, la considération d'un possible effet d'échelle le long de celles-ci est toujours sujet à débat au sein de la littérature. De surcroît, l'Article 4 permet de tenir compte de certaines particularités des interfaces barrage-fondation qui sortent du cadre traditionnel de la mécanique des roches. En effet, les discontinuités rocheuses impliquent généralement un unique matériau soumis à de hauts niveaux de contraintes, contrairement à une interface barrage-fondation. Au final, le travail mené au long de l'Article 4 permet de proposer un modèle analytique multi-échelles issu de l'amélioration du critère de rutpure proposé par l'Article 2.

Par la suite, cette thèse propose une discussion originale sur la validité des modèles analytique et numérique multi-échelles. Pour se faire, des profils 3D d'interfaces barrage-fondation de grande dimensions sont construits à partir de fondations rocheuses de barrage numérisées au moyen de la bathymétrie ou du LiDAR. Les résultats issus de ces modèles sont alors examinés et validés suivant différentes contraintes normales. Ce travail permet alors de proposer des valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents en fonction de la rugosité des surfaces.

Finalement, en visant à améliorer la compréhension du comportement mécanique de l'interface barrage-fondation au moyen de modèles numériques et analytiques multi-échelles, cette thèse aborde de nombreux aspects novateurs en termes de recherche en Génie Civil. Chaque phase est conduite dans l'optique d'exploiter les résultats obtenus et les méthodes développées afin de raffiner les techniques usuellement appliquées par les ingénieurs praticiens. L'ensemble du processus suivi permet donc de développer de nouveaux outils directement applicables pour le traitement de données, la modélisation numérique ou l'évaluation de la sécurité au glissement de barrages en béton. Enfin, ce travail permet de combler le manque de documentation requis pour interpréter à grande échelle les résultats des essais au cisaillement menés sur des échantillons d'interface barrage-fondation.

## 1.6 Collaborateurs du projet

Le projet de cette thèse a été élaboré en collaboration avec le partenaire industriel Hydro-Québec dans le cadre d'une demande de subvention de Recherche et Développement Coopérative du CRSNG (Bouaanani 2015). Ce projet a été mené sous la direction de M. Najib Bouaanani, Professeur titulaire à Polytechnique Montréal, et M. Benjamin Miquel, Ingénieur en expertise des barrages à la Direction des barrages et infrastructures d'Hydro-Québec. Hydro-Québec est l'un des plus grands exploitants et propriétaires d'ouvrages hydro-électriques au monde (Hydro-Québec 2015). L'un des objectifs d'Hydro-Québec est de fournir de l'électricité grâce à un large réseau de barrages sécuritaire et efficace. Ce projet de recherche s'inscrit dans ce contexte en développant des modèles numériques et analytiques multi-échelles validés expérimentalement capables de prédire le comportement des interfaces barrages-fondation pour une meilleure évaluation de la sécurité au glissement des barrages en béton.

# CHAPITRE 2 ORGANISATION DU DOCUMENT ET COHÉRENCE DES ARTICLES PAR RAPPORT À LA DÉMARCHE ET AUX OBJECTIFS DE RECHERCHE

Afin de répondre aux problématiques et aux objectifs posés par cette thèse, une méthodologie générale de recherche, découpée en plusieurs phases, a été définie en Introduction tel qu'illustré à la Figure 1.3. Ce chapitre décrit l'organisation générale de la thèse et sa cohérence vis-à-vis de cette méthodologie. La Figure 2.1 résume la répartition des différents chapitres et annexes en fonction des phases suivies par la démarche du travail de recherche.

Cette thèse se découpe en 9 chapitres :

- **Chapitre 1, Introduction.**

- **Chapitre 2, Organisation du document et cohérence des articles par rapport à la démarche et aux objectifs de recherche.**

- **Chapitre 3, Revue de littérature.** Il s'agit de la **Phase A** de la méthodologie générale de recherche.

- **Chapitre 4, Article 1 : Critical appraisal of common simplified assumptions in seismic stability analyses of gravity dams.** Ce premier article se concentre sur la pertinence de considérer les irrégularités géométriques et la cohésion chimique ou apparente le long des interfaces barrage-fondation pour évaluer la stabilité au glissement des barrages en béton existants. Il permet ainsi de tester l'efficacité de la Méthode des Éléments Finis pour modéliser les problèmes de contact à géométrie irrégulière. Le cas d'un chargement sismique important est sélectionné afin de pouvoir observer la rupture partielle et le glissement du barrage sur sa fondation. Ce chapitre correspond ainsi à la **Phase B (Étude préliminaire de faisabilité).** En outre, cet article permet la proposition d'une méthode originale permettant d'implémenter la présence de cohésion chimique ou apparente le long des interfaces barrage-fondation.

- **Chapitre 5, Article 2 : Roughness effects on the shear strength of concrete and rock joints in dams based on experimental data.** Cet article investigue le comportement en cisaillement de 18 échantillons non-liés forés sur des joints de barrages

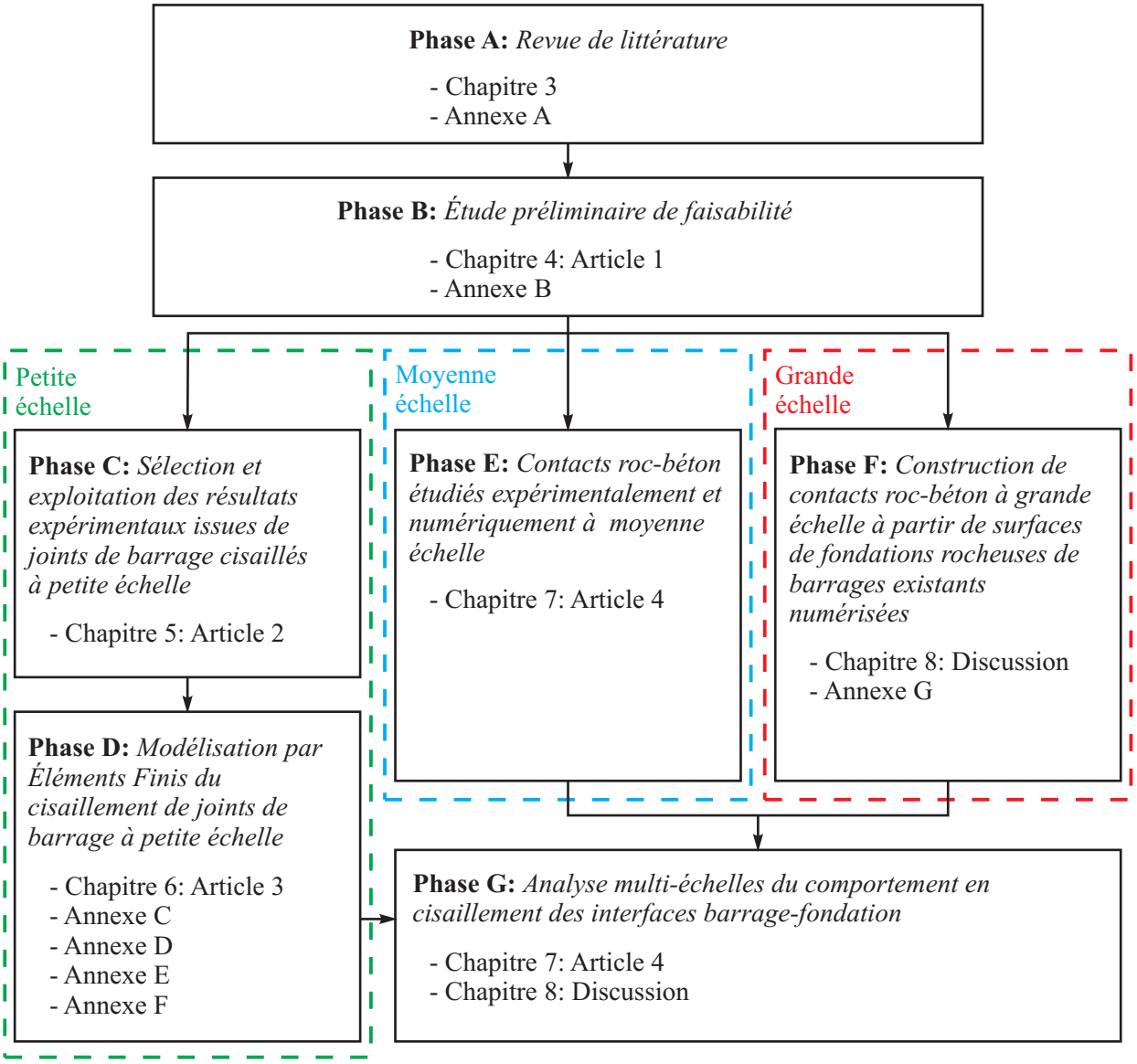



Figure 2.1 Répartition des différents chapitres et annexes de cette thèse en fonction des phases suivies par la démarche du travail de recherche.

dont les surfaces numérisées et les résultats expérimentaux ont été collectés à l'Université de Sherbrooke. Une procédure innovante y est développée pour traiter, nettoyer et filtrer ces profils 3D issus des contacts numérisés, et évaluer leurs propriétés de rugosité et d'emboitement. Une équation prédisant la résistance au cisaillement des contacts est alors développée pour inclure ces propriétés, et comparée par rapport aux données expérimentales. Ce chapitre correspond ainsi à la **Phase C (Sélection et exploitation des résultats expérimentaux issues de joints de barrage cisaillés à petite échelle).**

– **Chapitre 6, Article 3 : Numerical simulation and experimental validation of the shear behaviour of natural dam joints.** Une procédure originale permettant de générer les modèles d'éléments finis des 18 échantillons de joints non-liés de barrages sélectionnés est développée au long de cet article. Une première série d'analyses est alors conduite pour permettre la validation des modèles en comparant leurs résultats avec les courbes expérimentales correspondantes. Une seconde série d'analyses est ensuite menée pour discuter des effets de la rugosité et de diverses hypothèses numériques. Ces résultats permettent alors de souligner le rôle majeur de la rugosité et de l'emboitement, de valider le critère de rupture ébauché en Phase C et de suggérer des valeurs de cohésion apparente. Ce chapitre correspond ainsi à la **Phase D (Modélisation par Éléments Finis du cisaillement de joints de barrage à petite échelle).**

– **Chapitre 7, Article 4 : Experimental, analytical and Finite Element assessment of the shear strength of concrete-rock interfaces at different scales.** Cet article perfectionne et généralise à plus grande échelle le critère de rupture en cisaillement de contact roc-béton proposé précédemment. Pour se faire, la procédure développée en Phase D est appliquée pour construire des modèles d'éléments finis de contacts roc-béton non-liés d'environs 0,5 m par 0,5 m numérisés. Deux de ces contacts ont été cisaillés expérimentalement pour valider la procédure numérique à plus grande échelle. Ce chapitre illustre ainsi les travaux effectués pour la **Phase E (Contacts roc-béton étudiés expérimentalement et numériquement à moyenne échelle).** Par ailleurs, ces modèles à moyenne échelle sont utilisés pour adapter les paramètres précédemment proposés pour caractériser les propriétés de rugosité et d'emboitement des contacts roc-béton afin de tenir compte de l'effet d'échelle dû à la rugosité. Comme il est observé que peu de dégradation d'aspérités survient à petite et moyenne échelles, l'effet d'échelle dû aux propriétés mécaniques du béton de masse et de la fondation rocheuse n'est pas étudié. Ce travail permet alors le développement d'une méthode analytique multi-échelles incluant un critère de rupture non-linéaire.

– **Chapitre 8, Discussion : applicabilité des méthodes multi-échelles développées aux cas d'interfaces barrage-fondation existantes.** Dans un premier temps, ce chapitre présente le processus d'obtention, de traitement et de caractérisation des surfaces de fondations rocheuses numérisées à grande échelle. Les larges géométries 3D de contacts roc-béton ainsi obtenues avec une rugosité variée et réaliste sont alors implémentées, au moyen de la méthodologie développée et validée en Phases D et E, au sein de modèles d'éléments finis. Ces modèles complètent alors la modélisation par éléments finis multi-échelles du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation non-liées, laquelle permet une validation numérique plus poussée du critère de rupture non-linéaire multi-échelles proposé en Phase E. Celui-ci peut être simplifié en un critère M-C équivalent, permettant ainsi de déterminer les valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents. Ce chapitre correspond aux **Phase F (Construction de contacts roc-béton à grande échelle à partir de surfaces de fondations rocheuses de barrages existants numérisées)**, et **Phase G (Analyse multi-échelles du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation).** Enfin, une discussion de l'applicabilité du modèle analytique multi-échelles développé et des valeurs de cohésion apparente estimées, pour analyser la stabilité du barrage étudié en Phase B, est proposée en se basant sur la procédure développée par Saichi *et al.* (2019).

– **Chapitre 9, Conclusions et recommandations.**

Cette thèse comporte les annexes suivantes :

– **Annexe A, Complément sur les méthodes pour l'évaluation de la sécurité au glissement.** Cette Annexe propose un complément à la revue de littérature sur les différentes manières de déterminer le facteur de sécurité au glissement, ainsi qu'aux méthodes d'analyses employables. Elle corresond ainsi à la **Phase A (Revue de littérature).**

– **Annexe B, Modèle préliminaire 2D de contact roc-béton cisaillé et hypothèses de base.** Cette Annexe présente la construction et l'analyse d'un modèle d'éléments finis préliminaire de contact roc-béton non-lié en dents de scie. Les résultats obtenus sont alors comparés et validés avec une étude issue de la littérature (Haque et Kodikara 2012). En outre, ce modèle permet d'identifier et résoudre certaines contraintes

techniques liées à l'emploi de la Méthode des Éléments Finis pour modéliser un problème de contact rugueux, notamment en précisant les méthodes et critères de convergence non-linéaires utilisés pour l'ensemble des analyses. Cette Annexe correspond ainsi à la **Phase B (Étude préliminaire de faisabilité).**

– **Annexe C, Validation préliminaire de la procédure automatisée de génération des modèles d'éléments finis d'éprouvettes cisaillées.** Cette Annexe présente les travaux menés pour effectuer une première validation de la procédure numérique développée en **Phase D (Modélisation par Éléments Finis du cisaillement de joints de barrage à petite échelle)** au moyen de modèles 3D ayant une géométrie simplifiée.

– **Annexe D, Modèles 3D de contact roc-béton en dents de scie cisaillés.** Cette Annexe propose une application originale de de la procédure numérique développée en **Phase D** aux contacts roc-béton en dents de scie non-liés cisaillés par Gutiérrez (2013), apportant ainsi une validation expérimentale supplémentaire. La géométrie simplifiée des modèles permet en outre de discuter de la performance des solutions choisies pour la modélisation par éléments finis (densité du maillage, type d'élément, modèle de plasticité, etc.).

– **Annexe E, Précision numérique de la procédure développée modélisant les contacts roc-béton.** Cette Annexe investigue la répartition des contraintes au sein d'un contact roc-béton non-lié cisaillé. Pour se faire, un modèle 2D de contact rugueux du Chapitre 6 est analysé en considérant plusieurs densités de maillages. Cette étude permet alors aussi de statuer sur le niveau de précision des modèles numériques générés par la procédure développée en **Phase D**.

– **Annexe F, Effet des propriétés mécaniques du roc sur la résistance des contacts.** Cette Annexe analyse l'effet du module de Young et de la résistance en compression du roc sur la résistance au cisaillement de contacts non-liés au moyen de modèles 3D construits avec la procédure développée en **Phase D**.

– **Annexe G, Numérisation de surfaces rocheuses.** Cette Annexe décrit les différentes techniques permettant l'obtention de surfaces rugueuses de contact numérisées pour ce projet de recherche. Elle présente aussi en détail le processus suivi pour identifier et numériser, au moyen du LiDAR, des surfaces de la fondation rocheuse d'un

barrage existant. Cette Annexe s'inscrit donc dans la **Phase F (Construction de contacts roc-béton à grande échelle à partir de surfaces de fondations rocheuses de barrages existants numérisées).**

– **Annexe H, Description des critères de roche intacte.** Cette Annexe propose un résumé des principaux critères de rupture de roche intacte employés en mécanique des roches. Elle présente aussi le critère de Drucker-Prager utilisé pour modéliser le roc et le béton à l'**Annexe D**.

# CHAPITRE 3 REVUE DE LITTÉRATURE

## 3.1 Pratiques actuelles pour analyser la stabilité au glissement des barrages en béton

### 3.1.1 Besoin des évaluations de sécurité structurale

En étant une source majeure d'énergie renouvelable, les barrages hydro-électriques sont devenus des éléments infrastructurels essentiels à nos sociétés modernes. Cependant, une majeure partie de ces barrages, et notamment ceux en béton, ont été construits avant 1970. Selon Donnelly (2005), plus de 85% des barrages aux États-Unis auront plus de 50 ans passé 2020. Certes, les barrages sont parmi les structures industrielles les plus sûres au monde, en disposant d'une fréquence de défaillance très faible. Cependant, malgré des performances sécuritaires exceptionnelles, des ruptures de barrages se produisent encore. Avant 1979, 0,3% des barrages construits en Europe et en Amérique du Nord se sont rompus, en ayant, pour quelques-uns d'entre eux, provoqué des catastrophes lourdes tant humainement qu'économiquement (Donnelly 2005, Tatone *et al.* 2010). La probabilité de rupture d'un barrage - tout type confondu - était, aux États-Unis, entre 1993 et 2005, de 6 pour 10000 par an, ce qui est faible mais non négligeable (Hydro Review 1999, Donnelly 2005). Ainsi, il est essentiel que les propriétaires de barrages s'assurent régulièrement de la sécurité structurale de leurs ouvrages vieillissant.

Les barrages sont des structures pouvant subir différentes charges extrêmes telles les crues, les séismes ou la poussée des glaces (Altarejos-García *et al.* 2015). Avant 2006, seule une vingtaine de barrages en béton ont subi une accélération sismique supérieure à 0,2 g (Alliard, 2006). Toutefois, parmi ceux-ci, un certain nombre voyaient leur critères de dimensionnement inférieurs aux efforts supportés, et ont été partiellement endommagés, tel le barrage à contreforts de Hsingfengkiang (situé en Chine, haut de 150 m) en 1962 (Gupta et Ramaseshan 1992), le barrage-poids de Koyna (situé en Inde, haut de 104 m) en 1967 (Gupta et Ramaseshan, 1992), ou le barrage en béton à contreforts de Sefid Rud (situé en Iran, haut de 105 m) en 1990 (USCOLD 2000). Le comportement généralement relativement bon des barrages en béton sujets à un séisme est peut-être simplement dû au fait que très peu ont subit un fort tremblement de terre (Fell *et al.* 2014).

Trois modes majeurs de rupture structurale peuvent survenir au sein de barrages en béton (USACE 1995, ANCOLD 2006, CDA 2007, CFBR 2012, Fell *et al.* 2014, FERC 2016) : (i)

le glissement sur des plans de faiblesse qui peuvent être des interfaces barrage-fondation, des joints de reprise ou des discontinuités rocheuses ; (ii) le renversement aux niveaux des plans de faiblesse ; et (iii) un dépassement des contraintes admissibles au sein de la fondation ou du béton menant à de la fissuration ou de l'écrasement. Parmi ces trois modes, le glissement du barrage est tout particulièrement critique (ICOLD 1983, Jansen 1988, Wittke 1990, Lo et Grass 1994, Léger et Leclerc 1996, Tinawi *et al.* 2000, USACE 2003, Johansson 2009, Nuss *et al.* 2012, Gutiérrez 2013, Westberg Wilde Johansson 2013, Fell *et al.* 2014, Andjelkovic *et al.* 2015, Altarejos-García *et al.* 2015). 53% des barrages en béton effondrés avant 1979 en Europe et en Amérique du Nord ont rompu à cause d'une défaillance majeure de la fondation (Hydro Review 1999, Donnelly 2005). L'un des évènements les plus connus est la rupture du barrage-poids d'Austin de 14 m de haut ayant eu lieu le 30 septembre 1911 (Martt *et al.* 2005) présentée à la Figure 3.1. Les énormes blocs de béton du barrage ont glissé sur plus de 92,4 m en aval de la retenue, libérant ainsi une vague de 9 m de haut. Les causes de cette rupture sont notamment une sous-estimation des sous-pressions et une surestimation de la résistance d'une discontinuité rocheuse qui, en cédant, a provoqué le glissement du barrage. Cette catastrophe a mené à la disparition de 78 personnes, nous rappelant ainsi l'importance vitale de la sécurité des barrages.

Les interfaces barrage-fondation constituent une zone de faiblesse particulièrement critique susceptible d'entrainer le glissement des barrages (Wittke 1990, Lo et Grass 1994, Léger et Leclerc 1996, Tinawi *et al.* 2000, USACE 2003, Johansson 2009, Gutiérrez 2013, Westberg Wilde et Johansson 2013, Andjelkovic *et al.* 2015, Altarejos-García *et al.* 2015). Aussi, une compréhension appropriée du comportement en cisaillement de ces interfaces est requise. En effet, une caractérisation inadéquate de leur propriété peut amener à l'apparition d'importants problèmes lors des phases de conception et de construction d'un nouveau barrage. En outre, la sélection des propriétés mécaniques de ces interfaces peut aussi impacter fortement les évaluations de la sécurité structurale conduites sur des barrages existants, et, par cause à effet, les décisions prises par les possesseurs d'ouvrages quant aux stratégies de réhabilitation et d'exploitation correspondantes (USACE 2007, FERC 2016, FRCOLD 2008, USBR 2009). Celles-ci peuvent s'avérer onéreuses si un barrage est évalué comme non-sécuritaire au glissement. Celui-ci doit alors être soit modifié, soit remplacé, soit démantelé (USSD 2003). Les travaux de réhabilitation d'un barrage en béton pour éviter sa rupture en glissement, telle la pose de rideaux d'étanchéité, de câbles d'ancrage ou de blocs en béton stabilisants, sont très souvent lourds et coûteux (Moradian *et al.* 2013, USSD 2003, Hasan *et al.* 2016, Tarbox *et al.* 2017). Pourtant, malgré un nombre important d'études, de fortes incertitudes sont toujours associées avec la caractérisation mécanique des interfaces barrage-fondation.

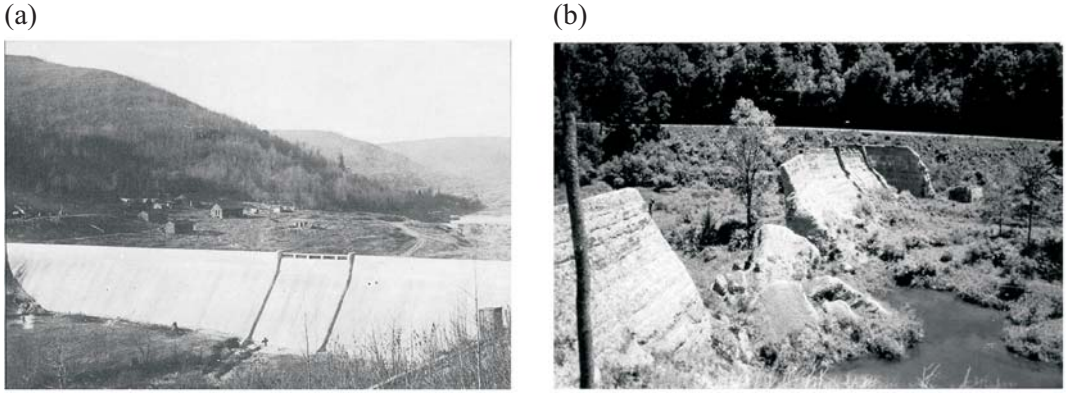



Figure 3.1 Vue du barrage-poids d'Austin : (a) en 1909 à la fin de sa construction ; et (b) après la rupture, adapté de Martt *et al.* 2005.

Ainsi, il est commun pour des analyses pratiques de stabilité :

- de supposer les interfaces barrage-fondation non-liées, sans cohésion ni résistance à la traction ;
- de négliger l'effet des irrégularités géométriques de grandes dimensions de ces interfaces ;
- d'adopter le critère de Mohr-Coulomb (M-C) sans inclure explicitement l'effet de la rugosité.

De telles hypothèses simplificatrices peuvent amener à conduire des analyses de stabilité très conservatrices qui ne reflètent pas le comportement généralement bon des barrages en béton (Nuss *et al.* 2012). Aussi, deux problématiques surviennent pour les ingénieurs en barrage : (i) Quelle est la marge de sécurité des pratiques actuelles pour les évaluations structurales menées ? Et (ii) une meilleure compréhension du comportement de l'interface barrage-fondation en cisaillement permettrait-elle d'éviter certains chantiers de réhabilitation coûteux ? Dans cette optique, cette revue de littérature propose un état de l'art des pratiques et connaissances relatives à la caractérisation de la résistance au glissement des interfaces barrage-fondation.

### 3.1.2 Méthodes pour l'évaluation de la sécurité au glissement

Pour prévenir la défaillances d'un barrage en béton tel que celui présenté à la Figure 3.2, la majeure partie des normes (Jansen 1988, USACE 1995, USACE 1999, OFEG 2002, ICOLD 2004, CDA 2007, ANCOLD 2006, FRCOLD 2008, USBR 2009, CFBR 2012, FERC 2016) demandent de calculer le Facteur de Sécurité au Glissement $SSF$ pour l'ensemble des plans de ruptures pouvant survenir au sein du roc et du béton. Le $SSF$ peut être évalué au moyen

de différentes méthodes de complexité variable pour toutes les combinaisons de charge possibles, i.e. normales ou extrêmes. La vaste majorité des normes et publications proposent de caractériser la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation et les $SSF$ correspondants au moyen du critère de rupture Mohr-Coulomb incluant une cohésion $c$ et un angle de friction $\phi$ (e.g. Jansen 1988, USACE 1995, OFEG 2002, ICOLD 2004, CDA 2007, USACE 2007, Arabshahi et Lofti 2008, Alliard et Léger 2008, FRCOLD 2008, USBR 2009, Bolzon 2010, Basili et Nuti 2011, CFBR 2012, Fell *et al.* 2014, FERC 2016, Vulliet *et al.* 2017). Traditionnellement, la stabilité au glissement des barrages en béton est évaluée en utilisant la méthode de l'équilibre limite (LEM) qui définit le $SSF$ comme le ratio des forces résistantes (la résistance au cisaillement pouvant être mobilisée) sur les forces déstabilisantes le long de la surface de glissement considérée (ICOLD 2004). La stabilité au glissement des barrages en béton peut aussi être évaluée en utilisant la technique de réduction de la résistance (SRT). De manière générale, le $SSF$ n'est pas qu'un ratio de forces, mais plus un ratio de demande de capacité. Une description détaillée des principes de la LEM et de la SRT est proposée en Annexe A. Il est intéressant de noter que le $SSF$ peut être déterminé en utilisant la LEM ou la SRT au moyen d'un autre critère de rupture que celui de Mohr-Coulomb. Bien qu'aucun glissement n'est censé survenir le long de l'interface barrage-fondation si $SSF > 1$, de plus grandes valeurs de $SSF$ sont souvent requises par les normes pour garantir la sécurité des barrages. L'ICOLD (2004) en propose une revue assez exhaustive. Ces marges de sécurités demandées sur le $SSF$ sont dues, entre autres, aux incertitudes pesant sur l'évaluation de la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation (ICOLD 2004, Fell *et al.* 2014).

Dans le cas du glissement du barrage en béton sur sa fondation, différentes méthodes de simulation numériques sont disponibles pour évaluer le $SSF$. De nombreuses normes (USACE 1995, ICOLD 2004, CDA 2007, FRCOLD 2008, USBR 2009, FERC 2016) acceptent que ces analyses de stabilité au glissement soient menées au moyen de la Méthode Gravitaire (GM). Cependant, la GM nécessite une interface de barrage-fondation simplifiée en un unique plan de rupture (FRCOLD 2008, USBR 2009, FERC 2016) au sein du système barrage-fondation considéré en 2D, comme montré à la Figure 3.2 (b). Elle est, toutefois, arbitraire et peut s'avérer difficile à appliquer dans le cas de barrages présentant une fondation géométriquement irrégulière tel le barrage-poids existant Barrett Chute illustré à la Figure 3.3 (Lo et *et al.* 1991). La Méthode des Éléments Finis (FEM) constitue une alternative de plus en plus populaire (Bouaanani et Lu 2009). Cette méthode permet alors de modéliser l'ensemble des détails géométriques du barrage-poids étudié en 2D ou en 3D, comme montré à la Figure 3.2 (a), contrairement à la GM. D'autres méthodes peuvent aussi être envisagées pour l'évaluation de la sécurité au glissement des barrages-poids, telle la Méthode des Différences Finies

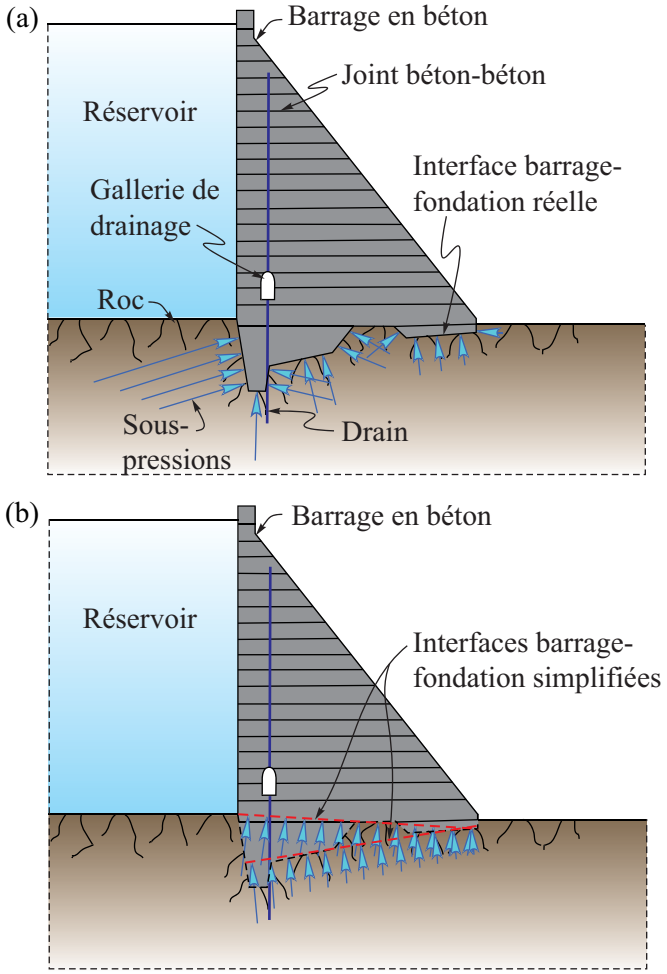



Figure 3.2 Barrage-poids en béton soumis à un réservoir plein : (a) interface barrage-fondation avec une géométrie irrégulière ; et (b) interfaces barrage-fondation avec une géométrie simplifiée.

(MDF) (Krounis *et al.* 2015) et la Méthode des Éléments Distincts (MED) (Pekau *et al.* 2004, Tatone *et al.* 2010, Bretas *et al.* 2013, Lemos 2014). Une description plus détaillée de ces méthodes est proposée en Annexe A.

Toutefois, le résultat des analyses de stabilité dépendent du choix souvent mal maitrisé des modèles constitutifs et des propriétés de l'interface barrage-fondation. Malgré des méthodes disposant d'une formulation intrinsèque de plus en plus polyvalente et perfectionnée, et une littérature croissante en mécanique des roches, le critère M-C demeure largement employé tandis que les interfaces barrage-fondation sont généralement simplifiées en un unique plan de rupture (USACE 2003). Ces simplifications probablement inadaptées s'expliquent notamment du fait du manque de données numériques de terrain et de phénomènes mal maitrisés à l'interface barrage-fondation tel l'effet d'échelle.

### 3.1.3 Propriétés d'interfaces barrage-fondation considérées

La détermination du $SSF$ le long des interfaces barrage-fondation en utilisant le critère M-C requiert de correctement évaluer la cohésion $c$ et l'angle de friction $\phi$ correspondants. Cette évaluation peut être menée en utilisant une méthodologie similaire à celle présentée à la Figure 3.4 (Lo *et al.* 1991a, Fell *et al.* 2014). Tout d'abord, il est nécessaire d'inspecter le site du barrage et de consulter les archives disponibles sur la construction, la performance et la géologie de l'ouvrage. Ce travail préliminaire fournit alors une grande assistance pour sélectionner judicieusement les valeurs de $c$ et $\phi$ parmis les suggestions de la littérature.

Bien qu'il soit à l'origine un critère de roche intacte, le critère M-C a été adopté de longue date pour caractériser la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation (Mouzannar *et al.* 2017). Les interfaces barrage-fondation sont définies comme étant partiellement liées lorsque leur résistance à la traction $f_{\mathrm{t}}$ et leur cohésion chimique $c$ sont non-nulles. La cohésion chimique $c$ peut alors être interprétée comme la résistance au cisaillement des interfaces pour une contrainte normale égale à zéro. L'utilisation de critères plus complexes de roche intacte prenant en compte l'existence d'une cohésion, tel l'approche de Hœk et Brown (1997), est généralement restreinte aux rares cas de fondations rocheuses sans discontinuité persistente (Fell *et al.* 2014). Des études antérieures montrent que les contacts roc-béton forés de barrages existants peuvent présenter des valeurs importantes de $f_{\mathrm{t}}$ et $c$ (Link 1969, McLean et Pierce 1988, EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo et Grass 1994, ICOLD 2004). Cependant, il est commun de considérer $f_{\mathrm{t}} = 0$ (ICOLD 2004), ce qui correspond alors au cas d'une interface non-liée. Ceci vient notamment du fait que les discontinuités persistantes gouvernent le plus souvent la résistance de la fondation à l'échelle du barrage,

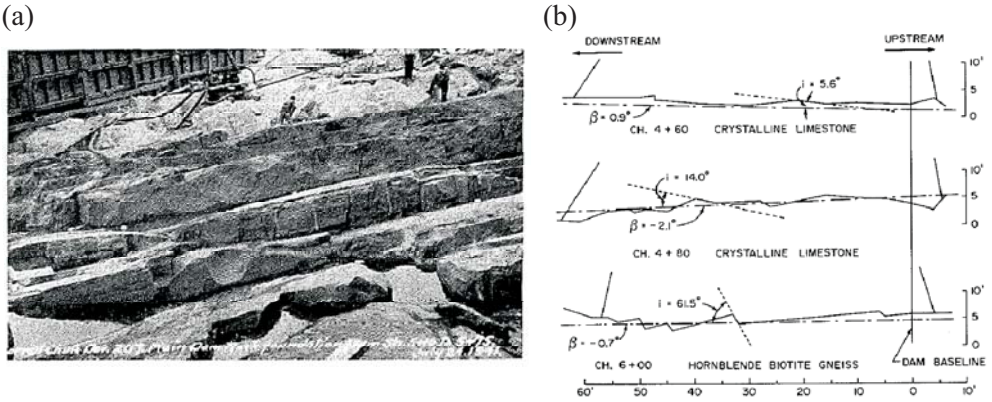



Figure 3.3 Fondation ondulée observée lors de la constructiondu barrage-poids existant Barrett Chute : (a) photo ; et (b) profils rugueux de contacts roc-béton relevés (adapté de Lo *et al.* 1991a).

impliquant alors une résistance à la traction du massif rocheux négligeable (Fell *et al.* 2014). La fondation rocheuse ne pouvant pas mobiliser de résistance à la traction, il apparait alors logique d'ignorer celle-ci pour le contact roc-béton. Aussi, peu de données expérimentales sont disponibles concernant les valeurs possibles de $f_t$ pour les interfaces barrage-fondation. Quelques travaux antérieurs ont cherché à combler ces lacunes (Saiang *et al.* 2005, Zhong *et al.* 2014, Tian *et al.* 2015, Bauret et Rivard 2015, Mouzannar *et al.* 2017). Ainsi, Mouzannar *et al.* (2017) illustrent que $f_t = 1/2c$ pour les contacts roc-béton, tel que suggéré par le critère de Griffith (1921). Il est intéressant de noter que cette relation entre $f_t$ et $c$ a aussi été observée pour les joints de reprise en béton (Curtis *et al.* 2017).

Beaucoup d'études passées relèvent que les interfaces barrage-fondation présentent une rugosité notable pouvant significativement augmenter leur résistance au cisaillement (e.g. Krsmanovic et Popovic 1966, Lam et Johnston 1989, Kodikara et Johnston 1994, Haberfield et Seidel 1999, Seidel et Haberfield 2002a, Seidel et Haberfield 2002b, Gu *et al.* 2003, Goodman et Bro 2005, Johansson 2009, Ghosh 2010, Moradian *et al.* 2010, Rousseau 2010, Champagne 2012, Eltervaag 2013, Gutiérrez 2013, Fathi *et al.* 2015, Mouzannar *et al.* 2017, Rullière *et al.* 2018). Ainsi, bien que le critère M-C ne considère pas explicitement l'effet de la rugosité, l'angle de friction $\phi$ d'une interface barrage-fondation ondulée non-liée sera plus élevé que celui d'un contact roc-béton planaire horizontal, i.e. correspondant à l'angle de friction de base $\phi_b$. Cependant, du fait de la présence variable de liens cohésif, de rugosité et de matériaux dégradés, la sélection des valeurs de $c$ et $\phi$ pour les interfaces barrage-fondation est toujours associée avec une forte incertitude. La Figure 3.5 présente l'ensemble des valeurs de résistance au cisaillement au pic $\tau_p$ et résiduelles $\tau_r$, i.e. respectivement maximales et après un grand

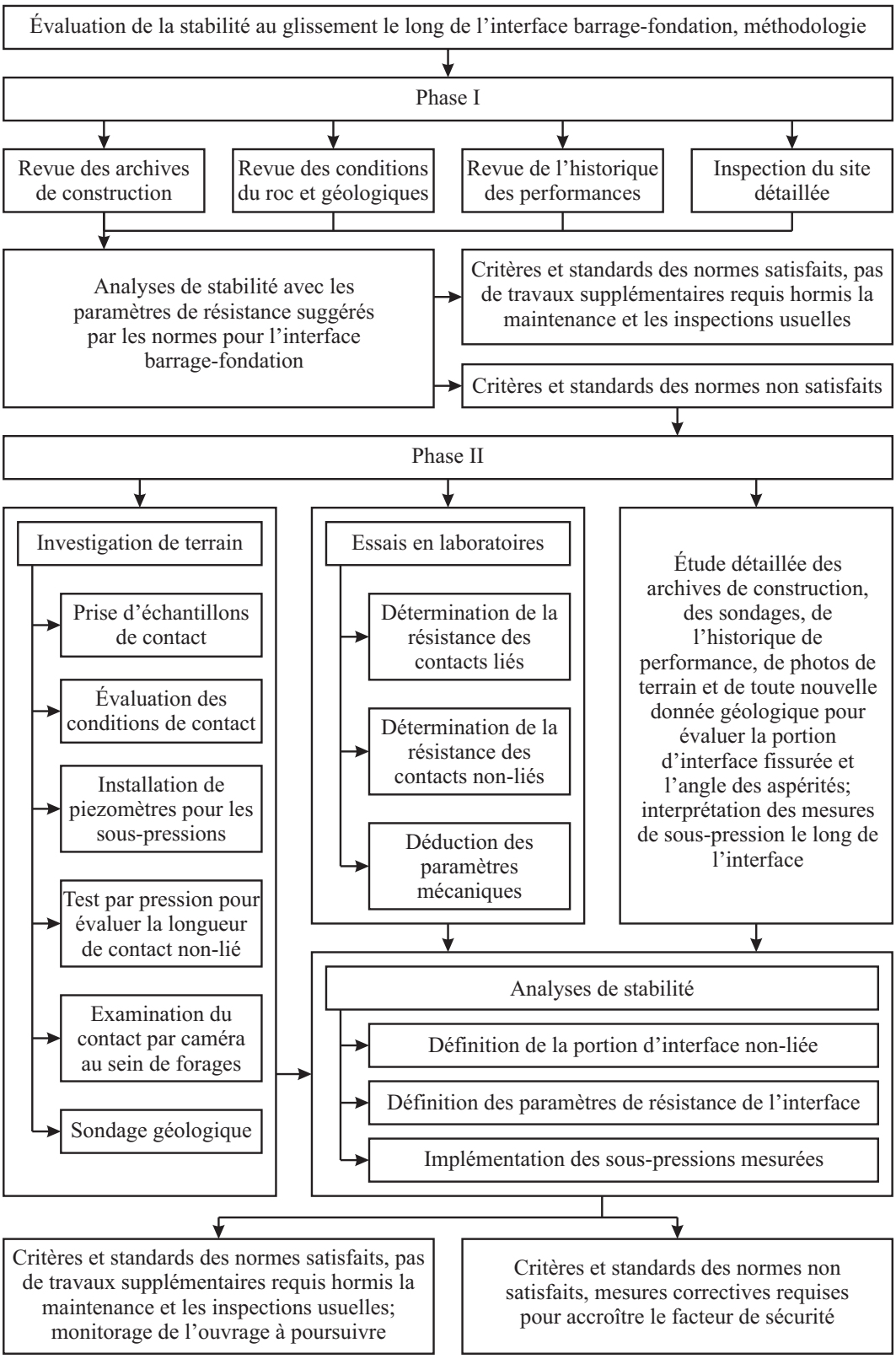



Figure 3.4 Méthodologie pour sélectionner les paramètres de résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation pour les évaluations de la sécurité au glissement (adapté de Lo *et al.* 1991a).

déplacement en cisaillement, obtenues en fonction de la contrainte normale appliquée $\sigma_n$ pour des échantillons d'interfaces barrage-fondation aux États-Unis avant 1999 (EPRI 1992, Khabbaz et Fell 1999, Fell *et al.* 2014). En illustrant les différences majeurs observables entre la droite de régression et les points expérimentaux, cette figure est un exemple représentatif des difficultés rencontrées par les ingénieurs en barrage pour sélectionner les valeurs de $\phi$ et $c$. De manière plus générale, les investigations expérimentales conduites sur des contacts roc-béton montrent que la cohésion $c$ et l'angle de friction $\phi$ peuvent être compris entre 0 et 3 MPa, et $28^o$ et $68^o$, respectivement (e.g. Rocha 1964, Link 1969, McLean et Pierce 1988, EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo et Grass 1994, ICOLD 2004, Ghosh 2010, Rousseau 2010, Champagne 2012, Moradian *et al.* 2012, Eltervaag 2013, Gutiérrez 2013, Andjelkovic *et al.* 2015, Tian *et al.* 2015, Krounis *et al.* 2016, Mouzannar *et al.* 2017, Rullière *et al.* 2018).

Par ailleurs, de nombreux essais au cisaillement menés sur des contacts roc-béton partiellement liés ont été réalisés à partir de carottes forées depuis des barrages existants (Link 1969, McLean et Pierce 1988, EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo et Grass 1994, ICOLD 2004, Fell *et al.* 2014). Il est donc hasardeux de généraliser ces résultats pour évaluer $\phi$ et $c$. En effet, des ondulations à grande échelle qui ne sont pas être observables le long des carottes forées peuvent affecter la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation. De surcroit, il existe une variation spatiale significative dans la présence et la qualité du lien chimique entre le barrage et la fondation (Westberg Wilde et Johansson 2013, Altarejos-García *et al.* 2015), ajoutant ainsi une incertitude supplémentaire dans la sélection de la valeur de $c$ (Johansson 2009). Or, la variabilité de la présence de cohésion chimique à l'interface barrage-fondation impacte la stabilité au glissement du barrage (Westberg Wilde et Johansson 2013, Altarejos-García *et al.* 2015, Krounis *et al.* 2015). Aussi, si aucune information n'est disponible sur l'état du contact, plusieurs normes recommandent de considérer le cas conservateur d'une interface barrage-fondation intégralement non-liée, avec $c = f_t = 0$ (Jansen 1988, ICOLD 2004, CDA 2007, CFBR 2012, FERC 2016), même si cette simplification peut mener à des analyses excessivement conservatrices (Nuss *et al.* 2012). Le rapport proposé par l'ICOLD (2004) résume l'ensemble des valeurs de $\phi$ recommandées par les normes, lesquelles sont généralement comprises entre $45^o$ et $55^o$.

En résumé, du fait des grandes incertitudes associées avec la sélection des paramètres de résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation, il est commun, en pratique, pour les analyses de stabilité : (i) de supposer des interfaces barrage-fondation totalement non-liées avec une cohésion nulle ; (ii) d'adopter le critère M-C sans inclure explicitement l'effet de la rugosité ; et (iii) de négliger l'effet des ondulations à grande échelle le long des

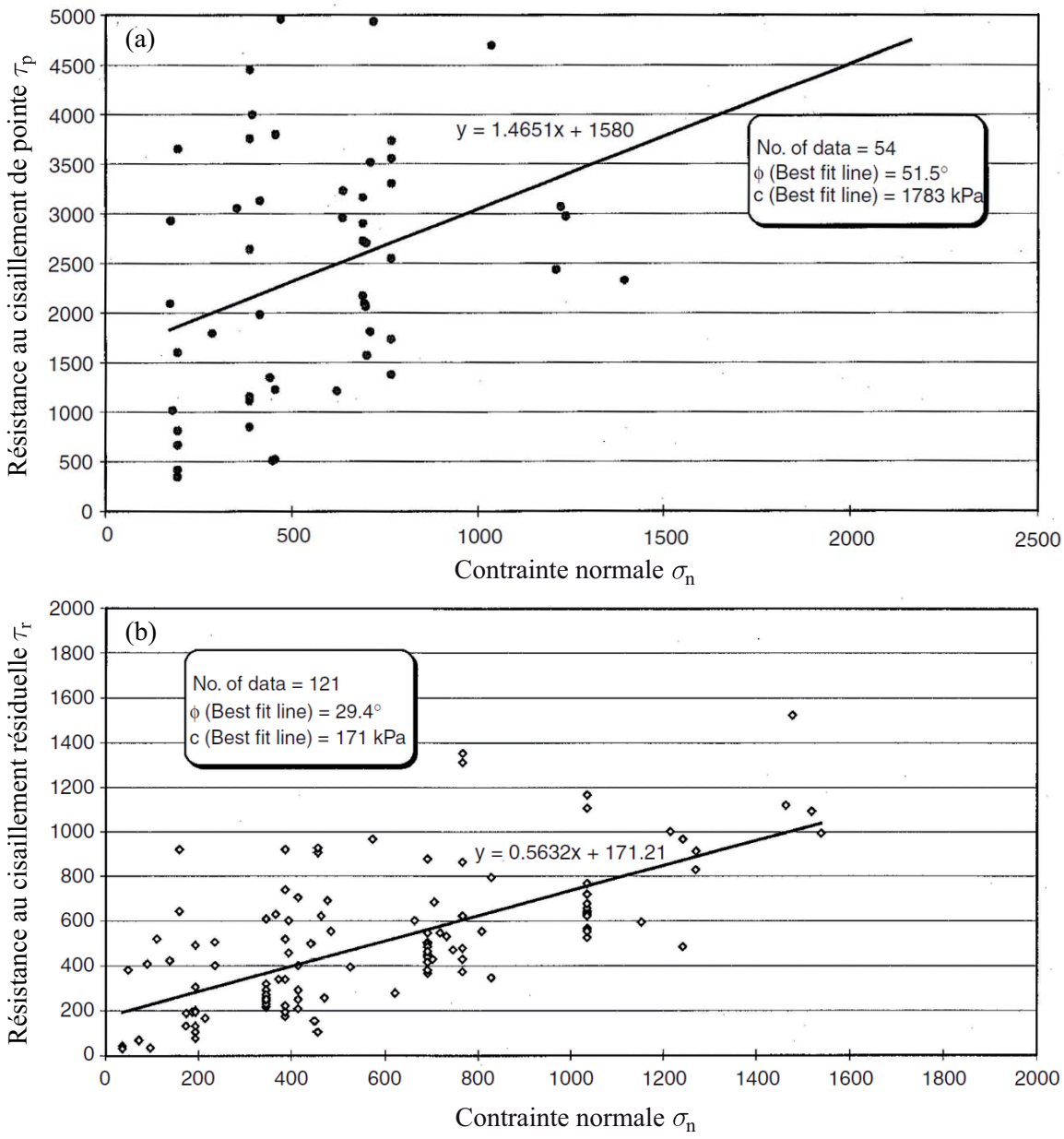



Figure 3.5 Données issues de l'ensemble des essais au cisaillement menés, avant 1999, aux États-Unis, sur des échantillons d'interfaces barrage-fondation : (a) résistance au cisaillement au pic $\tau_p$ ; et (b) résistance au cisaillement résiduelle $\tau_r$ (adapté de Khabbaz et Fell 1999, et Fell *et al.* 2014, et basé sur les résultats de l'EPRI 1992).

interfaces. Aussi, même si les inspections sur site et les archives disponibles indiquent le bon comportement d'un barrage existant, il est possible que les valeurs de $\phi$ et $c$ suggérées par les normes ou la littérature ne permettent pas de démontrer la sécurité de cet ouvrage. Dans ce cas, l'ingénieur doit alors faire appel à des données complémentaires concernant l'état de son interface barrage-fondation pour mieux estimer les propriétés mécaniques correspondantes, tel que présenté à la Figure. 3.4. Ces données peuvent alors provenir : (i) d'une consultation approfondie des archives de la construction, des performances et de la géologie du barrage ; (ii) d'un programme d'essais en laboratoire ; et (iii) d'investigations de terrain.

### 3.1.4 Connaissances sur l'état des interfaces barrage-fondation

#### Traitement de la fondation durant les phases de construction

La résistance en cisaillement des interfaces barrage-fondation dépend significativement de la qualité de préparation de la surface du roc durant les phases de construction (Fronteddu *et al.* 1998, Fell *et al.* 2014). Il est courant que peu d'informations aient été archivées sur le traitement et l'état de l'interface barrage-fondation lors de la construction de barrages en béton étant donné que la majorité d'entre eux date de plus d'un demi-siècle. Toutefois diverses publications sont disponibles pour discuter des procédés de traitement du roc lors de la construction du barrage en béton. En pratique, la préparation de la fondation rocheuse requiert deux étapes : (i) dans un premier temps la fondation est excavée pour faire apparaitre et nettoyer le roc sain qui servira d'assise au barrage ; (ii) puis celui-ci peut être renforcé avant et pendant les premières phases de coulage de béton. Il est intéressant de noter que l'esprit général des méthodes de préparation de la fondation recommandées semblent demeurer généralement les mêmes, quel que soit la taille ou l'âge de l'ouvrage (Bonnet 1920, ICOLD 1990, ICOLD 1993, Durand et al. 1999, Rizzo et Charlton 2008, Ginther *et al.* 2014, Fell *et al.* 2014).

Dans un premier temps, des fouilles à ciel ouvert sont menées pour mettre à vif la roche de fondation dont la qualité est acceptable pour la construction du barrage (Bonnet 1920, ICOLD 1990, ICOLD 1993, Durand 1999, Rizzo et Charlton 2008, Ginther *et al.* 2014, Fell *et al.* 2014), tel qu'illustré à la Figure 3.6 (a). Ce processus est mené soit au moyen de bulldozers pour le sol et les débris, soit au moyen d'explosifs pour la roche en tant que telle (ICOLD 1990, ICOLD 1993, Durand 1999, Rizzo et Charlton 2008, Ginther *et al.* 2014, Fell *et al.* 2014). Les travaux de l'ICOLD (1993) remarquent toutefois que le sautage du roc est surtout nécessaire pour l'exécution des ouvrages annexes aux grands barrages, tels la dérivation provisoire, les évacuateurs de crue ou la centrale hydro-électrique. En effet, l'emploi d'explosif doit être limité autant que possible dans la mesure où il risque d'altérer la qualité de la roche

qui demeure en place en ouvrant les fissures existantes (ICOLD 1993, Durand 1999, Fell *et al.* 2014). La technique de pré-découpage peut aussi être employée pour limiter les effets négatifs du sautage sur la roche de fondation (ICOLD 1990, ICOLD 1993, Durand 1999). Peu de recommandations figurent dans la littérature quant à la configuration géométrique finale que doit arborer la surface de fondation rocheuse après l'excavation. Celle-ci peut donc être fortement rugueuse lors de l'apposition du béton (Fell *et al.* 2014) tel que montré aux Figures 3.6 (b) et (c). On note que certains standards (ICOLD 1990) recommandent, dans le cas des barrages poids en béton, l'obtention d'une fondation légèrement inclinée dans la direction amont-aval. Cependant ces mêmes travaux considèrent acceptable la présence de différents niveaux dans la fondation si la largeur de celle-ci est importante. Une fois excavée, la fondation doit être soigneusement nettoyée aux jets d'eau et d'air comprimé pour évacuer les débris avant bétonnage, et faire apparaitre le roc de bonne qualité (Bonnet 1920, ICOLD 1990, ICOLD 1993, Durand 1999, Rizzo et Charlton 2008, Fell *et al.* 2014), tel que présenté à la Figure 3.6 (d), tout en veillant à ce que le décapage ne soit pas excessif. Les fissures observées sur la fondation rocheuse doivent être consolidées au moyen de l'injection de coulis (Bonnet 1920, ICOLD 1990, ICOLD 1993, Durand 1999, Rizzo et Charlton 2008, Ginther *et al.* 2014, Fell *et al.* 2014) et peuvent être nettoyées préalablement à cette opération, bien que l'intérêt de ce lavage fasse débat (ICOLD 1993). Il est aussi souhaitable de rendre rugueuses les surfaces rocheuses trop lisses (ICOLD 1990).

Une fois l'excavation et le nettoyage de la fondation rocheuse réalisés, celle-ci doit être traitée avant et pendant les premières phases de coulage de béton. Il est ainsi souhaitable de consolider les zones de faiblesse de la fondation, notamment en réalisant des injections de coulis dans la roche ou des ancrages en acier (ICOLD 1990, Wittke 1990, ICOLD 1993, Rizzo et Charlton 2008, Fell *et al.* 2014). Concernant les ancrages, ils peuvent être passifs pour les roches dures telles le granite ou le grès, ou précontraints pour les roches tendres tel le calcaire (ICOLD 1993). Un curage et un bétonnage des failles majeures présentes sur le site de construction peuvent aussi avoir lieu (ICOLD 1993). De telles pratiques permettent l'obtention d'une fondation rigide dont le module de Young est assez grand pour éviter toute déflection trop importante dans le système barrage-roc (Fell *et al.* 2014). Par ailleurs la variation et l'augmentation des sous-pressions sous le barrage impliquent généralement la construction d'un système de drainage et d'un écran d'étanchéité à sa face amont (Bonnet 1920, ICOLD 1990, Wittke 1990, ICOLD 1993, Durand 1999, Fell *et al.* 2014). Cet écran d'étanchéité peut notamment être réalisé sous forme d'un rideau d'injections de 5 à 15 m de profondeur espacées d'environs 2 m. Un tapis d'étanchéité en béton peut aussi être apposé horizontalement à la face amont du barrage (ICOLD 1993). Enfin, il est souvent recommandé

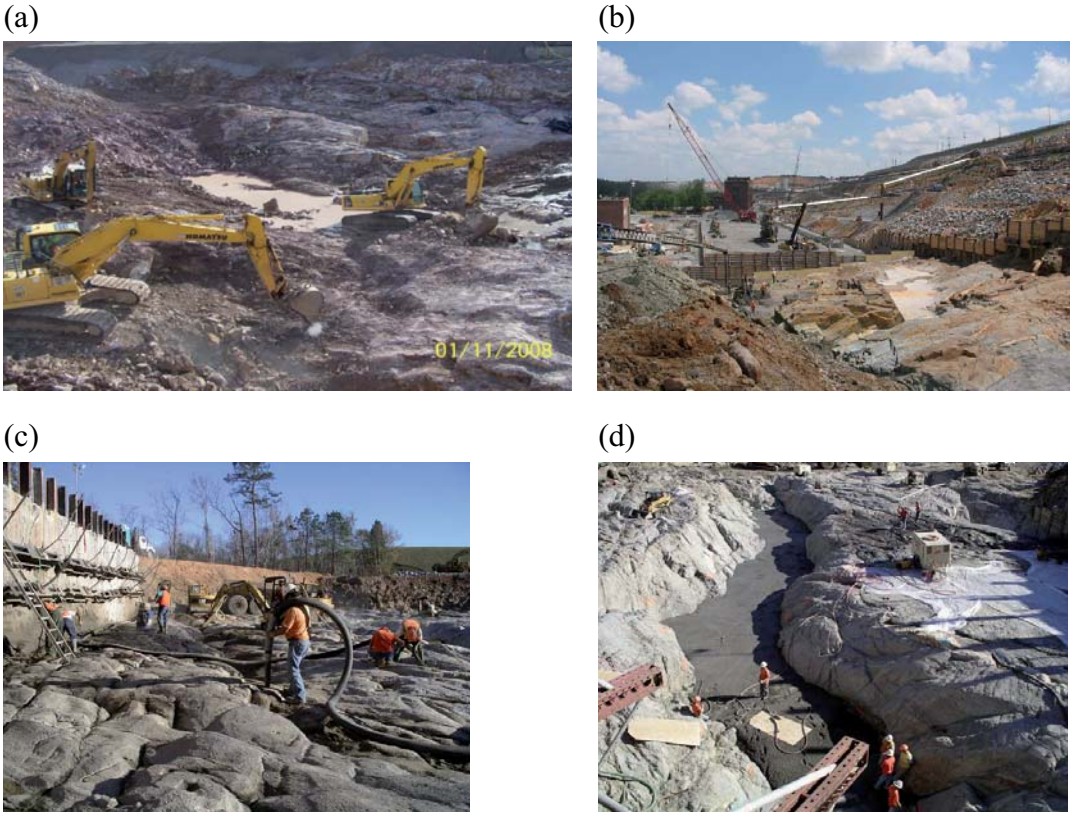



Figure 3.6 Traitement de la fondation rocheuse lors de la construction d'un barrage en béton : (a) excavation à ciel ouvert de la roche ; (b) et (c) forte rugosité observable lors de l'apposition des premières couches de béton ; et (d) nettoyage au jet d'eau et à l'air comprimé de la surface de la fondation (adapté de Rizzo et Charlton 2008).

d'apposer un revêtement spécifique tels une chape, un mortier ou du béton projeté, avant de couler le béton, pour stabiliser les surfaces rocheuses ou garantir une bonne adhérence entre le barrage et sa fondation (Bonnet 1920, ICOLD 1990, ICOLD 1993). Cette pratique ajoute, toutefois, une certaine incertitude sur les propriétés mécaniques à considérer pour le béton le long du roc.

Au final, plusieurs observations peuvent être faites à partir de ces recommandations concernant l'état de la fondation rocheuse : (i) les pratiques conseillées visent à faciliter l'apparition d'un lien chimique entre le roc et le béton, notamment en évitant la présence de terre ou débris ou contact ; (ii) il n'y a aucun besoin de réduire la rugosité des surfaces de fondations rocheuses, au contraire, elle doit être préservée au long des opérations de nettoyage ; et (iii) la fondation rocheuse doit être consolidée afin de demeurer homogène et d'éviter l'apparition de zones de faiblesse. Ainsi, en supposant que ces recommandations aient été correctement suivies, le glissement d'un barrage risque de survenir le long des joints de reprise en béton ou de discontinuités rocheuses plutôt qu'à l'interface barrage-fondation (Fell *et al.* 2014). Cependant, une excavation et une préparation inadéquates de la surface de fondation rocheuse peuvent introduire des conditions défavorables le long de l'interface roc-béton, tels la présence d'ouvertures, de débris rocheux ou de pâte cimentaire de mauvaise qualité, menant ainsi à la dégradation du contact.

**Investigations expérimentales en laboratoire et in-situ**

Afin de diminuer l'incertitude liée aux valeurs de $c$ et $\phi$ à intégrer au sein d'analyses de stabilité, les ingénieurs peuvent avoir recours à des investigations de terrain ou en laboratoire, tel que suggéré par la procédure présentée à la Figure 3.4 (Lo *et al.* 1991a, Fell *et al.* 2014). Ces investigations peuvent être purement qualitatives en examinant visuellement l'état des interfaces barrage-fondation. Ceci peut être fait en utilisant, par exemple, des contacts roc-béton forés sur site, ou bien des caméras insérées dans les forages. La résistance en cisaillement des interfaces barrage-fondation peut aussi être évaluée au moyen d'essais expérimentaux. Ces essais peuvent être effectués sur des spécimens de contact en laboratoire, tel que montré aux Figures 3.7 (a) et (b), ou sur site, i.e. sur une surface de fondation rocheuse située dans une galerie de drainage ou près du barrage, tel qu'illustré aux Figures 3.7 (c) et (d). Plusieurs types d'essais de cisaillement direct sont disponibles pour tester la résistance de ces joints : (i) les essais en condition de charge normale constante (CNL) ; (ii) les essais en condition de rigidité constante (CNS) ; (iii) les essais à déplacement normal empêché et (iv) les essais de basculement (Mouchaorab et Benmokrane 1994, Divoux 1997). Les essais de basculement ne sont employables que pour des surfaces de contact polies, ce qui ne correspond pas à

un état existant naturellement mais permet en revanche de déterminer certains paramètres mécaniques tel l'angle de friction de base $\phi_b$. Les essais à déplacement normal empêché ou à rigidité constante sont très efficaces pour déterminer la stabilité de blocs rocheux encastrés au sein de tunnels miniers. En revanche, ils impliquent que la dilatance accroit de manière significative les contraintes normales, ce qui n'est pas le cas pour une interface barrage-fondation. L'essai de cisaillement direct à charge normale constante (CNL) est donc généralement retenu pour évaluer la résistance au cisaillement d'épontes d'interfaces roc-béton (Mouchaorab et Benmokrane 1994, Johansson 2009, Rousseau 2010, Champagne 2012, Gutiérrez 2013, Krounis *et al.* 2016). La résistance au cisaillement de spécimens de contact peut aussi être déterminée de manière indirecte au moyen d'essais triaxiaux, tel que proposé par Lo *et al.* (1991b). Il est important de noter que les conclusions de tels programmes d'essais doivent être critiquées au regard d'une étude approfondie des données géologiques, des archives de construction et de l'historique de performance du barrage étudié avant d'être incluses dans le processus d'évaluation de la sécurité au glissement (Fell *et al.* 2014). Un certain nombre de publications fournissent les résultats de telles investigations (e.g. Rocha 1964, Krsmanovic et Popovic 1966, Johansson 2009, Ghosh 2010, Andjelkovic *et al.* 2015, pour des tests in-situ ; Link 1969, EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo et Grass 1994, Johansson 2009, Moradian *et al.* 2010, Rousseau 2010, Champagne 2012 pour des tests en laboratoire). Cependant, les conclusions sont très souvent dépendantes des conditions du terrain et de l'essai expérimental pouvant être très spécifiques. Tel que noté précédemment, des incertitudes significative sont associées avec la généralisation à l'ensemble des interfaces barrage-fondation de ces données publiées. Aussi, il n'existe aucun consensus ferme sur le modèle prédictif et le critère de rupture devant être employés pour évaluer la réponse en cisaillement des joints de barrage (Johansson 2009, Champagne 2012, Mouzannar *et al.* 2017).

Cela étant, ces études permettent d'analyser de façon pertinente le comportement mécanique des interfaces barrage-fondation. Tel que noté précédemment, des études antérieures montrent que les interfaces barrage-fondation peuvent présenter un lien chimique significatif (e.g. Rocha 1964, Link 1969, EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo et Grass 1994, ICOLD 2004, Ghosh 2010, Andjelkovic *et al.* 2015). Les données extensives résumées par l'EPRI (1992) et illustrées à la Figure 3.5 sont basées sur 65 spécimens de contact cisaillés forés de 18 barrages en béton existants présentant 8 différents types de fondation rocheuse. 80% des contacts étaient intacts avant cisaillement avec une résistance à la traction et une cohésion non nulles. La résistance au cisaillement d'un contact roc-béton est évidemment affectée de manière très significative par la présence de cette cohésion dont la valeur semble dépendre du type de roc (EPRI 1992, Ghosh 2010). Il apparait aussi que la rugosité affecte si-

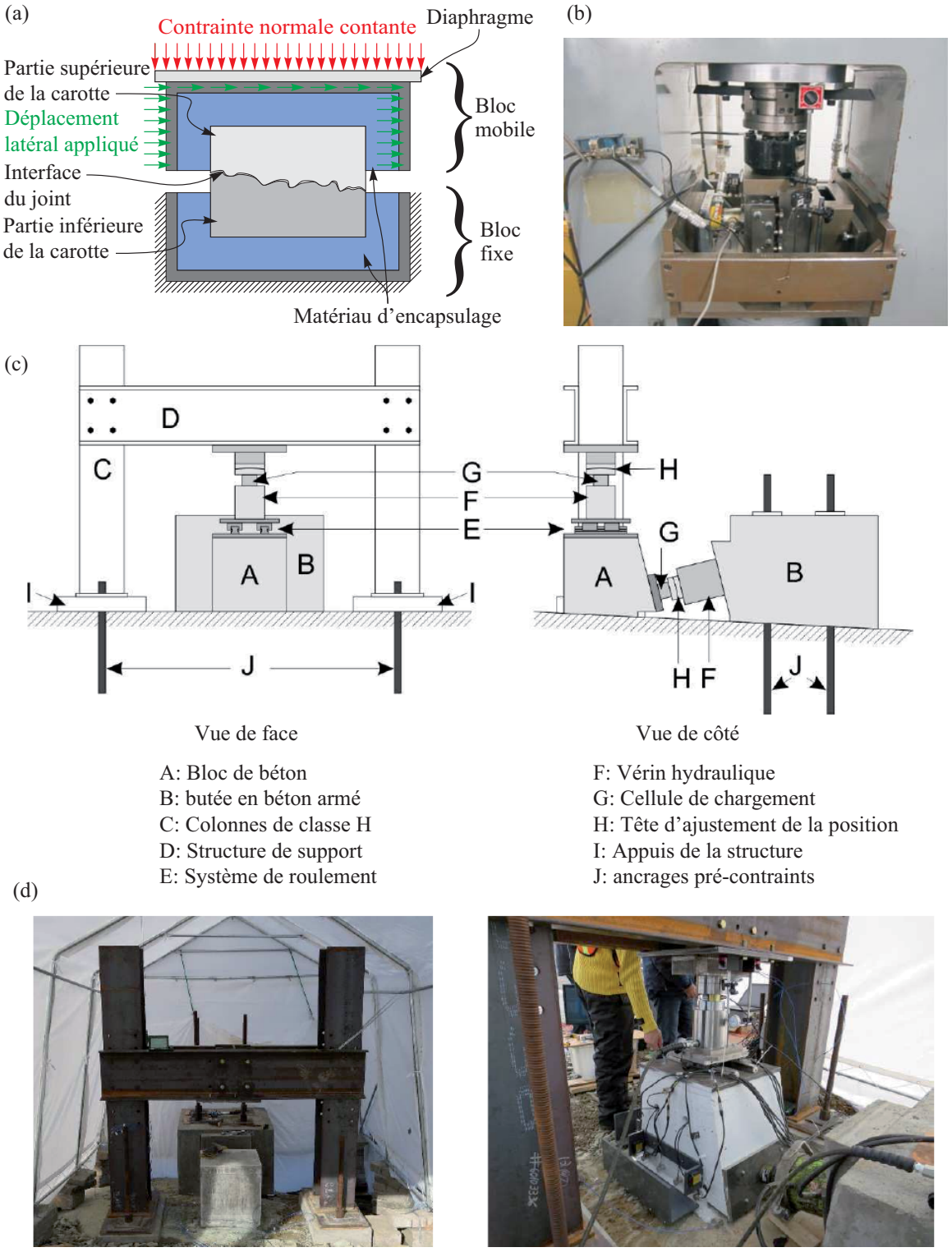



Figure 3.7 Exemples de montages expérimentaux pour mener des essais en cisaillement directs en condition CNL sur des contacts roc-béton : (a) représentation schématique (b) et photo d'un appareil utilisé en laboratoire avec des spécimens de contact forés d'interfaces barrage-fondation existantes ; (c) représentation schématique (d) et photo d'un appareil utilisé in-situ avec une fondation rocheuse adjacente à un barrage existant (courtoisie de l'Université de Sherbrooke).

gnificativement la résistance en cisaillement des interfaces barrage-fondation (Krsmanovic et Popovic 1966, Johansson 2009, Ghosh 2010, Rousseau 2010, Champagne 2012). Cependant, nombre des essais expérimentaux disponibles ont été menés sur des contacts partiellement liés (Rocha 1964, Link 1969, EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo et Grass 1994, ICOLD 2004, Ghosh 2010, Andjelkovic *et al.* 2015) et ne peuvent donc isoler efficacement l'effet de la rugosité de celui de la cohésion. Le vieillissement de l'ouvrage peut aussi impacter la qualité d'emboitement et dégrader les interfaces barrage-fondation sur site (Rocha 1964, ICOLD 2004, Johansson 2009), lesquels sont des phénomènes pouvant substantiellement modérer l'effet de la rugosité (Zhao 1997a, Zhao 1997b). Les joints de barrage peuvent enfin comporter des débris ou de l'argile le long du contact (Johansson 2009). Aussi, il reste difficile de relier précisément les propriétés de rugosité à la résistance au cisaillement d'un joint naturel non-lié (Johansson 2009). Finalement, l'obtention de données expérimentales est généralement entravée par les coûts élevés et les difficultés liés à la réalisation des essais aux cisaillements (ICOLD 2004, Sow *et al.* 2015, Andjelkovic *et al.* 2015, Mouzannar *et al.* 2017). En outre, les spécimens de contact liés demeurent compliqués à collecter sur les sites de barrages dans la mesure où le lien chimique se brise souvent lors du forage (Champagne 2012).

À titre d'alternative, des contacts roc-béton artificiels non-liés (Lam et Johnston 1989, Kodikara and Johnston 1994, Haberfield et Seidel 1999, Seidel et Haberfield 2002a, Seidel et Haberfield 2002b, Gu *et al.* 2003, Goodman et Bro 2005, Gutiérrez 2013, Eltervaag 2013, Rullière *et al.* 2018) ou partiellement liés (Fronteddu *et al.* 1998, Moradian *et al.* 2012, Tian *et al.* 2015, Krounis *et al.* 2016, Mouzannar *et al.* 2017) ont été fabriqués, répliqués et cisaillés expérimentalement dans le contexte de l'ingénierie des barrages. Ces contacts roc-béton artificiels ont été obtenus à partir de géométries en dents de scie ou de surfaces rocheuses issues d'essais en tension. Ces résultats démontrent que le comportement en cisaillement des contacts roc-béton dépend de la contrainte normale, des propriétés du roc et du béton, de la rugosité et de la présence de cohésion chimique. Haberfield et Seidel (1999) relèvent aussi que les contacts roc-béton peuvent présenter une résistance au cisaillement de pointe plus élevée que celle des joints rocheux, à géométrie et résistance en compression identiques. Néanmoins, Singh et Basu (2018a) montrent que la résistance au cisaillement de joints naturels peut présenter des différences significatives par rapport à celle de leurs répliques. Les profils de contact roc-béton fractals, i.e. ayant une géométrie réaliste, sont aussi plus ductiles et présentent une résistance au cisaillement de pointe plus faible que les profils en dents de scie, à propriété mécanique identiques (Gu *et al.* 2003). Zhu *et al.* 2019 démontrent que cette ductilité provient d'une optimisation de la répartition des contraintes normales survenant à mesure que les aspérités irrégulières interargissent entre elles, laquelle ne peut être obser-

vée dans le cas de profils en dents de scie régulières. Enfin, les contacts roc-béton artificiels peuvent difficilement inclure les effets d'usure et de vieillissement, lesquels peuvent affecter le comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation, tel que suggéré par Gravel *et al.* (2015) et Rullière *et al.* (2018). Ainsi, il est généralement admis que les essais menés sur des interfaces barrage-fondation naturelles fournissent des données expérimentales plus réalistes (Kodikara et Johnston 1994, Seidel et Haberfield 2002a, Gu *et al.* 2003, Johansson 2009).

Un grand nombre des programmes d'essais mentionnés ci-dessus ont été menés sur des contacts roc-béton de petite taille, i.e. inférieurs à 10 cm (ICOLD 2004, Fell *et al.* 2014). Pour s'abstraire des problèmes d'effet d'échelle et de respect des conditions aux frontières, le comportement en cisaillement de contacts roc-béton pourrait être étudié sur un barrage en béton existant ou sur un modèle expérimental de barrage réduit. Cependant, peu de données expérimentales sont disponibles à ce sujet (Horyna 1999, Tinawi *et al.* 2000). En effet, aucun barrage ayant défailli au niveau de l'interface barrage-fondation n'a été instrumenté (Fan et Sled 1992). Par ailleurs, les projets de recherche antérieurs utilisant des modèles réduits de barrage avec des joints de glissement non-liés (Zadnik 1994, Mir et Taylor 1996, Horyna 1999, Harris 2000, Morin 2002) ou liés (Bakhtin et Dumenko 1979, Tinawi *et al.* 2000, Ghaemmaghami et Ghaemian 2008) se sont concentrés principalement sur la réponse sismique du barrage plutôt que la caractérisation de leurs propriétés mécaniques. Plusieurs études antérieures ont développé des montages à utiliser en laboratoire ou sur site pour cisailler de plus grands contacts roc-béton, i.e. de dimensions supérieures à 0,4 m (Rocha 1964, Krsmanovic et Popovic 1966, Goodman et Bro 2005, Johansson 2009, Ghosh 2010, Moradian *et al.* 2013, Andjelkovic *et al.* 2015, Gravel *et al.* 2015, Mouzannar *et al.* 2017), tel celui montré aux Figures 3.7 (c) et (d). Les résultats de ces études montrent que la rugosité et la cohésion chimique continuent d'impacter significativement la résistance au cisaillement de contacts de plus grande taille (Moradian *et al.* 2013). Cependant, ces études suggèrent aussi que l'évaluation des propriétés mécaniques des interfaces barrage-fondation dépend de la dimension de l'échantillon cisaillé. Ainsi, la résistance au cisaillement de ces interfaces peut être sujette à l'effet d'échelle, même si aucune relation rigoureuse n'a pu être établie et que d'autres essais à plus grande échelle sont requis (Mouzannar *et al.* 2017). L'une des plus grandes surfaces d'interfaces barrage-fondation cisaillées expérimentalement est, à ce jour, celle de Andjelkovic *et al.* (2015), en faisant 6,0 m par 1,0 m. Ces dimensions demeurent bien inférieures à celle d'un plot de barrage en béton.

**Conclusion sur la compréhension du cisaillement des interfaces barrage-fondation**

Au final, l'ensemble de ces études permet de démontrer que la résistance des interfaces barrage-fondation est principalement contrôlée, en plus de la friction de base, par :

- la cohésion chimique initiale entre le béton et le roc (Rocha 1964, Link 1969, EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo et Grass 1994, ICOLD 2004, Ghosh 2010, Andjelkovic *et al.* 2015, Moradian *et al.* 2012, Tian *et al.* 2015, Krounis *et al.* 2016, Mouzannar *et al.* 2017) ;
- la rugosité (Krsmanovic et Popovic 1966, Lam et Johnston 1989, Kodikara et Johnston 1994, Haberfield et Seidel 1999, Seidel et Haberfield 2002a, Seidel et Haberfield 2002b, Gu *et al.* 2003, Goodman et Bro 2005, Johansson 2009, Ghosh 2010, Moradian *et al.* 2010, Rousseau 2010, Champagne 2012, Eltervaag 2013, Gutiérrez 2013, Fathi *et al.* 2016, Gravel *et al.* 2015, Mouzannar *et al.* 2017, Rullière *et al.* 2018) bien que son effet puisse être affecté par la qualité des matériaux, de l'emboitement et la propreté du contact (Johansson 2009, Gravel *et al.* 2015, Rullière *et al.* 2018) ;
- les propriétés mécaniques du roc et du béton (Lam et Johnston 1989, EPRI 1992, Haberfield et Seidel 1999, Seidel et Haberfield 2002b, Ghosh 2010) ;
- la contrainte normale tant pour les contact non-liés (Gu *et al.* 2003, Johansson 2009, Moradian *et al.* 2010, Rousseau 2010, Champagne 2012, Gutiérrez 2013, Moradian *et al.* 2013, Rullière *et al.* 2018) que partiellement liés (Tian *et al.* 2015, Mouzannar *et al.* 2017) ;
- la taille du specimen cisaillé (Johansson 2009, Moradian *et al.* 2013, Mouzannar *et al.* 2017).

Toutefois, il existe toujours un manque important de données expérimentales pertinentes pour mieux comprendre le comportement en cisaillement des contacts roc-béton. Ces résultats sont aussi cruciaux pour valider tout nouveau critère de rupture (Johansson 2009, Champagne 2012, Mouzannar et al. 2017). Cette compréhension peut être grandement améliorée en se référant aux études géomécaniques portant sur les discontinuités rocheuses (e.g. Patton 1966a, Ladanyi et Archambault 1969, Jaeger 1971, Barton et Choubey 1977, Seidel et Haberfield 1995a, Grasselli et Egger 2003, Barton 2013). Certaines de ces études ont, en effet, permis la proposition de modèles prédictifs déjà appliqués avec succès au cas des joints rocheux dans des fondations de barrages (Fell *et al.* 2014).

## 3.2 Caractérisation des discontinuités rocheuses

### 3.2.1 Généralités

Dans le cas d'analyses de stabilité au glissement de barrages, le $SSF$ est généralement déterminé au moyen du critère M-C, lequel ne considère pas directement les effets des ondulations et des aspérités irrégulières. Parallèlement, en mécanique des roches, la résistance ultime d'un système rocheux se caractérise par deux types critères de rupture qu'il convient de distinguer : (i) les critères de rupture de roche intacte qui décrivent le comportement d'un massif rocheux isotrope sous divers types de chargement ; et (ii) les critères de rupture de discontinuité qui décrivent la résistance en cisaillement d'un plan de faiblesse décollé au sein d'un massif. Or, à bien des égards, une interface barrage-fondation non-liée peut être considérée comme similaire à une discontinuité rocheuse (Seidel et Haberfield 2002a). De même, un critère de rupture de roche intacte, choisi avec pertinence, peut-être employé pour caractériser le béton de masse (Chen et Han 2012). Cette section résume donc l'ensemble des leçons apprises sur les discontinuités rocheuses afin de pouvoir discuter par la suite de leur applicabilité au contexte des interfaces barrage-fondation. Un résumé des principaux critères de rupture de roche intacte est aussi proposé en Annexe H.

### 3.2.2 Critères de rupture de discontinuités rocheuses

#### Critère de Mohr-Coulomb (M-C)

Bien qu'il soit à l'origine un critère de roche intacte (voir Annexe H), le critère M-C est couramment adapté pour caractériser la résistance au cisaillement d'une discontinuité rocheuse ou d'un contact roc-béton. Parmi les facteurs contribuant à la résistance de tels joints, trois peuvent facilement être identifiés (Patton 1966a, Hencher et Richards 2015) : (i) la friction de base (loi du frottement entre deux surfaces planes non-liées), (ii) la rugosité (effet des aspérités le long de la discontinuité) et la cohésion chimique (correspondant à une liaison chimique entre les deux massifs rocheux autours de la discontinuité). La Figure 3.8 (a) illustre un essai au cisaillement direct sur un joint roc-béton planaire, horizontal et lié, soumis à une contrainte normale constante $\sigma_{\mathrm{n}}$. Le déplacement imposé parallèle au joint y génère alors une contrainte de cisaillement $\tau$. La Figure 3.9 (a) présente une courbe typique donnant la contrainte de cisaillement $\tau$ en fonction du déplacement latéral à l'interface $\delta_{\mathrm{s}}$. Au sein d'un joint lié, la contrainte de cisaillement va rapidement s'accroitre jusqu'à atteindre un pic de résistance $\tau_{\mathrm{p}}$ qui correspond à la résistance mobilisée par la friction et le lien cohésif. Deux facteurs contribuent alors à $\tau_{\mathrm{p}}$ : (i) la cohésion $c$ due au lien chimique entre le roc et le béton au contact ; et (ii) l'angle de friction interne du lien chimique au pic $\phi_{\mathrm{p}}$ qui tient compte

de l'état de confinement dû à $\sigma_n$. Passé $\tau_p$, la résistance va diminuer puis se stabiliser autour d'une valeur de résistance résiduelle $\tau_r$ qui demeure constante quel que soit le déplacement latéral $\delta_s$. Cette résistance résiduelle correspond à un état non-lié de la discontinuité et seul l'angle de friction $\phi_r$ entre les matériaux dégradés, nommé résiduel, y contribue. Selon la théorie de Mohr-Coulomb, plusieurs essais de cisaillement obtenus en variant $\sigma_n$ permettent d'obtenir plusieurs valeurs de $\tau_p$ et $\tau_r$. Celles-ci donnent alors approximativement deux droites présentées à la figure 3.9 (b) correspondant aux équations :

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_p) + c \tag{3.1}$$

$$\tau_r = \sigma_n \tan(\phi_r) \tag{3.2}$$

où les angles $\phi_p$ et $\phi_r$ correspondent aux pentes des droites. Comme la cohésion $c$ correspond à la résistance au cisaillement du joint pour $\sigma_n = 0$, aucune cohésion n'est considérée pour la résistance résiduel.

Si aucun lien cohésif n'est présent au sein du joint roc-béton planaire horizontal présenté à la Figure 3.8 (a), sa résistance est donnée par

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_b) \tag{3.3}$$

où $\phi_b$ est défini comme l'angle de friction de base (Hencher et Richard 2015, Barton 2013). Selon cette définition, $\phi_b$ n'est donc pas censé dépendre des dimensions du contact (Bandis *et al.* 1981). Hencher et Richard (2015) propose une description détaillée de la nature physique de la friction de base, laquelle vient essentiellement des phénomènes d'adhésion et d'emboitement le long des surfaces planes du contact. La valeur de $\phi_b$ dépend alors de la taille et de la forme des grains qui forment la texture, i.e. la rugosité microscopique, du contact, laquelle peut être chimiquement altérée (Hencher et Richard 2015). Ainsi, des roches fines telles que les shistes ou les shales vont impliquer de faibles valeurs d'angle de friction de base, i.e. ayant $\phi_b < 25^o$, au contraire des roches à gros minéraux tel le granite ou le gneiss, i.e. ayant $\phi_b > 35^o$ (Barton 1973, Jaeger et Cook 1979, Johansson 2009). Toutefois, penser qu'un angle de friction de base unique et fiable peut être mesuré à partir du cisaillement d'un joint scié et poli est une idée reçue erronée (Hencher et Richard 2015). Ainsi, la valeur de $\phi_b$ peut varier significativement d'un essais à un autre pour des matériaux identiques. En effet, la texture microscopique du contact planaire dépend fortement des méthodes de préparation, des altérations subies et des conditions d'essais expérimentales (Hencher et Richard 2015, Mouzannar *et al.* 2017, Jang *et al.* 2018). L'angle de friction de base $\phi_b$ ne doit pas non plus

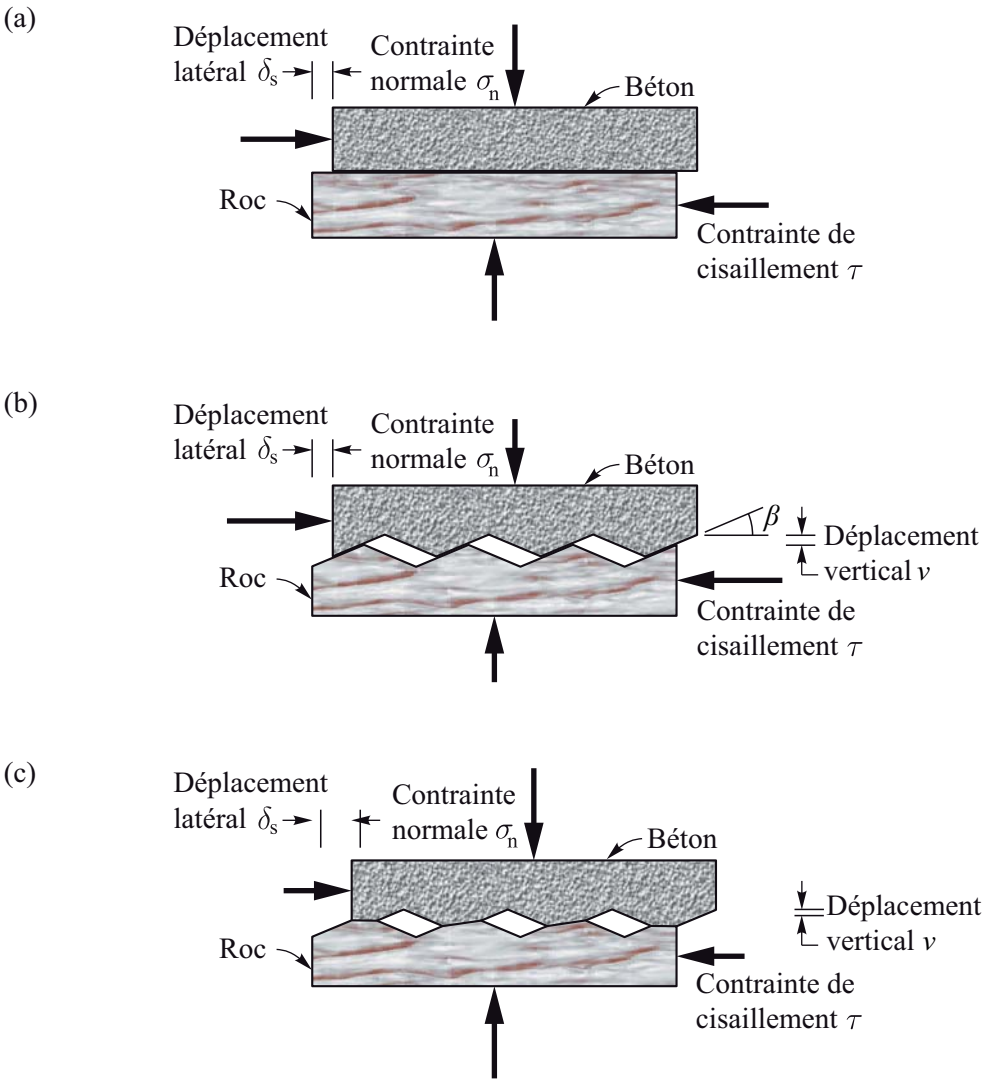



Figure 3.8 Comportement au cisaillement d'un joint rocheux : (a) cisaillement d'un joint planaire ; (b) dilatance durant un essai au cisaillement à faible niveau de contraintes normales ; et (c) cisaillement d'aspérités et dilatance durant un essai au cisaillement à haut niveau de contraintes normales (adapté de Bouaanani 2015).

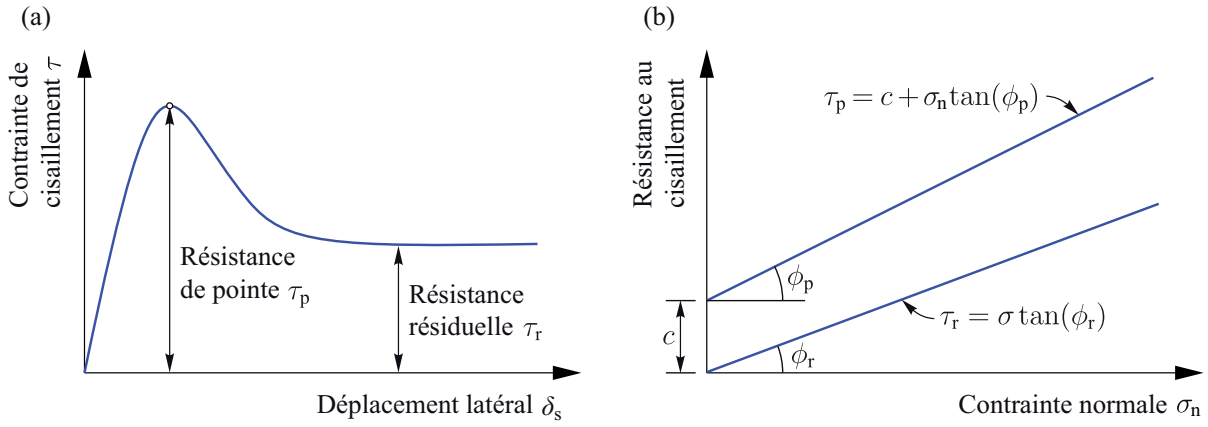



Figure 3.9 Enveloppes de rupture : (a) courbe typique donnant la résistance au cisaillement en fonction du déplacement latéral imposé durant un essai au cisaillement sur une discontinuité rocheuse liée ; (b) Enveloppes de Mohr-Coulomb de résistances de pointe et résiduelles (adapté de Bouaanani 2015).

être confondu avec $\phi_r$ qui peut différer substantiellement en termes de sens physique et de valeurs. En effet, la taille du spécimen, le niveau de contraintes et la présence de débris issus de la dégradation du lien chimique impactent directement la valeur de $\phi_r$ contrairement à $\phi_b$ (Hencher et Richard 2015). De ce fait, il est recommandé d'évaluer l'angle de friction de base pour les discontinuités rocheuses et les contacts roc-béton en analysant avec précautions les résultats d'essais au cisaillement menés sur des joints naturels (Hencher et Richard 2015).

### Critère de Patton

L'interaction entre deux blocs distincts a longtemps été considérée comme un phénomène trop complexe pour être modélisé de façon rigoureuse au niveau micromécanique. C'est pourquoi le critère M-C est resté durant de nombreuses décennies le modèle le plus populaire pour décrire la résistance de discontinuités rocheuse et des interfaces barrage-fondation. Cependant, les Eqs. (3.1), (3.2) et (3.3) ne permettent pas de tenir compte explicitement des effets des ondulations et des aspérités irrégulières sur la résistance au cisaillement de ces joints. Patton (1966a) a été le premier à proposer un critère de rupture de discontinuité rocheuse qui tient compte non seulement de la friction de base mais aussi des aspérités. Au moyen de joints artificiels non-liés dont les aspérités triangulaires et régulières présentent des pentes connues d'inclinaison $\beta$, telles présentées à la Figure 3.8 (b), Patton (1966a) démontre l'influence significative de la rugosité sur la résistance au cisaillement des contacts non-liés. Durant les essais, à faibles niveaux de contraintes, les surfaces de contact commencent à glisser l'une sur l'autre et causent ainsi la dilatance, i.e. le déplacement vertical du bloc su-

périeur, $v = \delta_s \tan(\beta)$, tel que montré à la Figure 3.8 (b). Comme aucun cisaillement majeur ne survient au sein des aspérités, l'angle de dilatance $i$ est alors approximativement égal à $\beta$. À hauts niveaux de contraintes normales, les contraintes de cisaillement augmentent et les aspérités rompent lorsque la résistance des matériaux est excédée, tel que montré à la Figure 3.8 (c). En traçant les différents points expérimentaux donnant la résistance en cisaillement du joint en fonction de la contrainte normale appliquée, Patton (1966a) obtient une courbe de rupture non-linéaire, telle que présentée à la Figure 3.10 (a). Il démontre aussi que la pente initiale de la courbe de rupture du joint rugueux correspond à $\phi_b + \beta$. Patton (1966a) propose alors le critère bilinéaire illustré à la Figure 3.10 (b)

$$\tau_p = \begin{cases} \sigma_n \tan(\phi_b + \beta) & \text{si glissement local} \\ \sigma_n \tan(\phi_r) + \overline{c} & \text{si cisaillement des aspérités} \end{cases} \tag{3.4}$$

où $\phi_r$ et $\overline{c}$ caractérisent la résistance au cisaillement de la roche constituant les aspérités. Lorsque les aspérités sont complètement dégradées, le contact devient purement frictionnel, i.e. aucune cohésion ne reste, et la résistance au cisaillement résiduelle est alors encore donnée par l'Eq. (3.2) en fonction de $\phi_r$, tel que montré à la Figure 3.10 (b). Cependant, l'identification des paramètres $\beta$, $\phi_b$, $\overline{c}$ et $\phi_r$ peut s'avérer difficile dans le cas de joints naturels dont la géométrie est beaucoup plus complexe que des dents de scie (Hencher et Richard 1995, Johansson 2009, Bahaaddini *et al.* 2013). Lorsque distinguable, le déplacement en cisaillement $\delta_s^{(p)}$ requis pour atteindre la résistance de pointe d'un spécimen de contact de petite taille est généralement compris entre 0,4 mm et 1 mm (Barton et Choubey 1977, Archambault *et al.* 1995). Yang et Huang (1995) estiment que le déplacement en cisaillement nécessaire pour atteindre $\tau_r$ est 15 à 30 supérieur à $\delta_s^{(p)}$. Néanmoins, ces observations ne tiennent pas compte de l'effet d'échelle et peuvent donc ne pas être valides pour de larges contacts telles les interfaces barrage-fondation.

### Critère de Jaeger

L'équation (3.4) permet une définition simple et intuitive de $\tau_p$ permettant d'illustrer clairement les deux modes de cisaillement contribuant à la résistance d'un joint rugueux non-lié, i.e. la dilatance et la rupture des aspérités. Toutefois, ce modèle suppose que ces deux modes se produisent indépendamment et que la transition correspondante, i.e. entre les deux segments de la courbe à la Figure 3.10 (b), est abrupte. Pourtant, on observe expérimentalement que cette transition est plutôt progressive du fait que les deux modes de cisaillement peuvent survenir simultanément (Ladanyi et Archambault 1969, Jaeger 1971, Barton et Choubey 1977, Seidel et Haberfield 1995a, Maksimović 1996, Grasselli et Egger 2003, Barton 2013,

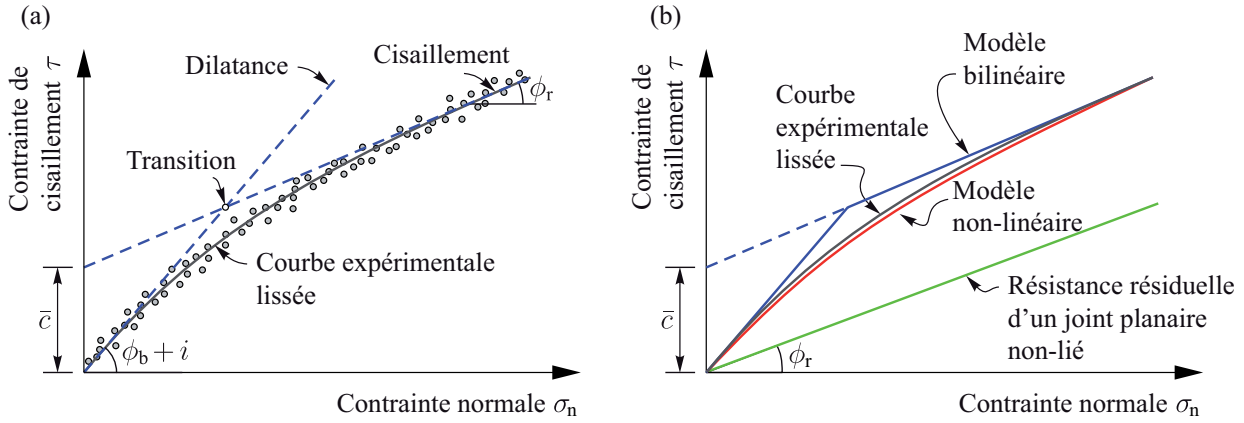



Figure 3.10 Modélisation de l'enveloppe de résistance au cisaillement d'une discontinuité rocheuse : (a) courbe expérimentale, dilatance et cisaillement d'aspérités ; (b) modèles bilinéaires et non-linéaires donnant l'enveloppe de résistance (adapté de Bouaanani 2015).

Wang et Lin 2018). Pour tenir compte de ce couplage, plusieurs modèles ont été proposés dans la littérature en suivant une courbe non-linéaire telle que montrée à la Figure 3.10 (b). Ainsi, s'inspirant du modèle de Patton (1966a), Jaeger (1971) propose l'équation non-linéaire

$$\tau_p = \sigma_n \tan(\phi_r) + \overline{c}(1 - e^{-b_J \sigma_n}) \tag{3.5}$$

où $b_J$ est un facteur à déterminer empiriquement.

### Critère de Ladanyi et Archambault - modèle LADAR

Ayant le même objectif, Ladanyi et Archambault (1969) proposent le modèle LADAR donné par, pour un contact en dents de scie ayant un angle d'inclinaison $\beta$,

$$\tau_p = \frac{\sigma_n(1 - a_s)(\tan(\beta) + \tan(\phi_b)) + a_s S_r}{1 - (1 - a_s)\tan(\beta)\tan(\phi_b)} \tag{3.6}$$

avec $S_r$ la résistance au cisaillement des aspérités pouvant être donnée par un critère de roche intacte (généralement Mohr-Coulomb ou Fairhurst), et $a_s$ la portion d'aire des aspérités cisaillée au moment de la rupture. Le taux de dilatance se définit comme

$$\dot{v} = \frac{\mathrm{d}v}{\mathrm{d}\delta_s} \tag{3.7}$$

Il est alors intéressant de noter que, pour les contacts en dents de scie, $\dot{v}(\delta_s = 0) = tan(\beta)$. En se basant sur des essais expérimentaux complémentaires, Ladanyi et Archambault (1969)

ont alors généralisé le modèle LADAR aux joints rocheux irréguliers, lequel est alors donné par

$$\tau_{\mathrm{p}} = \frac{\sigma_{\mathrm{n}}(1-a_{\mathrm{s}})(\dot{v}^{(\mathrm{p})} + \tan(\phi_{\mathrm{b}})) + \eta_{\mathrm{d}} a_{\mathrm{s}} S_{\mathrm{r}}}{1-(1-a_{\mathrm{s}})\dot{v}^{(\mathrm{p})}\tan(\phi_{\mathrm{b}})} \tag{3.8}$$

où $\eta_{\mathrm{d}}$ est le degré d'emboiteent du contact et $\dot{v}^{(\mathrm{p})} = \dot{v}(\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})})$. Une définition détaillée du degré d'emboitement $\eta_{\mathrm{d}}$ est fournie par la suite. Les paramètres $\dot{v}^{(\mathrm{p})}$ et $a_{\mathrm{s}}$ peuvent être évalués suivant les équations

$$\dot{v}^{(\mathrm{p})} = \left(1 - \frac{\sigma_{\mathrm{n}}}{\eta_{\mathrm{d}} f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}}\right)^{C_1^{\mathrm{LADAR}}} \tan(i) \tag{3.9}$$

et

$$a_{\mathrm{s}} = 1 - \left(1 - \frac{\sigma_{\mathrm{n}}}{\eta_{\mathrm{d}} f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}}\right)^{C_2^{\mathrm{LADAR}}} \tag{3.10}$$

où $C_1^{\mathrm{LADAR}}$ et $C_2^{\mathrm{LADAR}}$ sont des constantes empiriques qui dépendent principalement des conditions de rupture du contact. Ladanyi et Archambault (1969) montrent que $C_1^{\mathrm{LADAR}} = 1{,}5$ et $C_2^{\mathrm{LADAR}} = 4$ pour une surface rocheuse rigide ayant de bonnes conditions d'emboitement. Le modèle LADAR donné par les Eqs. (3.8), (3.9) et (3.10) permet de clairement illustrer les composantes majeures du comportement en cisaillement des contacts rugueux non-liés : (i) l'angle de friction de base $\phi_{\mathrm{b}}$ est toujours considéré entre les deux surfaces de contact ; (ii) le taux de dilatance $\dot{v}$ provoque une augmentation de la contrainte de cisaillement ; (iii) une augmentation de la contrainte normale appliquée $\sigma_{\mathrm{n}}$ induit une diminution du taux de dilatance $\dot{v}$ ; (iv) la résistance de la roche intacte contribue à celle de la discontinuité par le biais de $S_{\mathrm{r}}$ et $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}$ ; (v) un meilleur emboitement $\eta_{\mathrm{d}}$ améliore la contribution du taux de dilatance $\dot{v}$ et du cisaillement des aspérités à la résistance du joint par le biais des Eqs. (3.9) et (3.10). Nonobstant, le modèle LADAR demeure l'un des critères les plus complexes à manier en raison du nombre de paramètres à déterminer, ce qui peut amener à des difficultés dans le cadre d'applications pratiques (Kimura et Esaki 1995, Singh et Basu 2018b).

### Critère de Barton et Choubey - modèle *JRC-JCS*

Pour tenir compte de la rugosité et de la résistance au cisaillement des aspérités, Barton et Choubey (1977) introduisent le modèle empirique *JRC-JCS*, donné par

$$\tau_{\mathrm{p}} = \sigma_{\mathrm{n}} \tan\left[\phi_{\mathrm{r}} + JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_{\mathrm{n}}}\right)\right] \tag{3.11}$$

où le $JRC$ est le cœfficient de rugosité et le $JCS$ est la résistance en compression du joint. Le modèle *JRC-JCS* a été originellement développé avec l'angle de friction résiduel $\phi_{\mathrm{r}}$ pour

tenir compte de la présence d'une couche de matériaux dégradés le long du contact. Barton et Choubey (1977) proposent d'évaluer $\phi_{\mathrm{r}}$ en utilisant des essais du marteau de Schmidt combiné à la valeur d'angle de friction de base $\phi_{\mathrm{b}}$. Selon Barton et Choubey (1977), l'angle de dilatance moyen est aussi donné par

$$i = JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_{\mathrm{n}}}\right) \tag{3.12}$$

Il est notable que cette équation implique que l'augmentation de la contrainte normale entraine une diminution de l'angle de dilatance. Ceci se justifie par l'observation que plus $\sigma_{\mathrm{n}}$ est élevée, plus la dilatance est empêchée. Barton (1973) et Ladaniy et Archambault (1980) estiment que l'angle de dilatance $i$ est compris entre 15° et 35° suivant la rugosité et le niveau de contraintes normales appliqué. Par ailleurs, le modèle *JRC-JCS* suppose que pour un niveau de contraintes élevé, le comportement de la discontinuité rocheuse devient semblable à celui de la roche intacte.

Le modèle *JRC-JCS* demeure l'un des critères de discontinuité les plus utilisés en mécanique des roches (Bandis *et al.* 1981, Maksimović 1996, Grasselli et Egger 2003, Barton 2013, Johansson et Stille 2014, Sow *et al.* 2016, Zhang *et al.* 2016, Singh et Basu 2018b). En effet, les travaux de Barton *et al.* (1973, 1977, 1981 et 2013) permettent de facilement tenir compte de la rugosité naturelle d'un joint non-lié tout en proposant un critère ayant l'avantage de faire intervenir des paramètres facilement quantifiables. En outre, plusieurs études tendent à démontrer la robustesse de ce modèle (Sow *et al.* 2016, Singh et Basu 2018b). On notera que le CFBR (2012) et Fell *et al.* (2014) proposent l'emploi du modèle *JRC-JCS* pour la détermination de la résistance au cisaillement des discontinuités dans la fondation rocheuse sous les barrages.

Cependant, Maksimović (1996) relève que l'emploi du modèle *JRC-JCS* comporte plusieurs limitations, tels son manque de sens physique, ou son intervalle de validité de contraintes normales. Aussi, plusieurs exemples d'amélioration de ce critère de rupture de discontinuité sont disponibles dans la littérature (Kimura et Esaki 1995, Maksimović 1996, Zhao 1997b, Asadollahi et Tonon 2010, Asadollahi *et al.* 2010, Ghazvinian *et al.* 2010, Lee *et al.* 2014, Serrano *et al.* 2014, Zhang *et al.* 2016, Wang et Lin 2018). Cela étant, Bahaaddini (2013) considère que le manque de robustesse du modèle *JRC-JCS* observé par les études antérieures est plutôt lié à un manque de données expérimentales. Il propose ainsi d'y remédier en comparant les résultats de ce critère avec ceux de simulations numériques reproduisant des essais de cisaillement.

**Critère de Maksimović (1996)**

En se basant sur une compréhension mécanique du comportement en cisaillement d'une discontinuité rocheuse, Maksimović (1996) montre que sa résistance en cisaillement peut être donnée comme étant

$$\tau_{\mathrm{p}} = \sigma_{\mathrm{n}} \tan\left[\phi_{\mathrm{b}} + \Delta\phi/(1 + \sigma_{\mathrm{n}}/p_{\mathrm{n}})\right] \tag{3.13}$$

où $\Delta\phi$ et $p_{\mathrm{n}}$ correspondent à l'angle de rugosité du joint et la pression de l'angle moyen, respectivement. $\Delta\phi$ peut être interprété comme étant l'angle de dilatance maximal pouvant survenir lorsque la surface rugueuse n'est pas endommagée. $p_{\mathrm{n}}$ correspond à la contrainte normale pour laquelle la contribution de la rugosité est égale à $\Delta\phi/2$, et reflète ainsi la résistance des aspérités. Maksimović (1996) propose ensuite les relations simples suivantes pour lier son critère analytique avec le modèle empirique $JRC$-$JCS$ :

$$\Delta\phi = 2JRC; \qquad p_{\mathrm{n}} = JCS/10 \tag{3.14}$$

**Critère de Grasselli *et al.* (2003)**

L'ensemble des critères présentés ci-avant constituent des modèles bidimensionnels de la résistance au cisaillement d'une discontinuité rocheuse. Face à cette limitation, Grasselli *et al.* (2002, 2003) développent un nouveau critère constitutif tridimensionnel au moyen des résultats expérimentaux et de l'analyse de la géométrie 3D de plus de 50 répliques de surfaces de joints rocheux cisaillées. Pour se faire, ces surfaces ont été scannées en haute définition (points espacés d'environs 0,25 mm) et triangulées, i.e. elles sont décrites comme étant un ensemble de triangles interconnectés. Chaque triangle est alors caractérisé par son azimut $\alpha_{\mathrm{t}}$, i.e. l'angle entre la direction de pente et celle de cisaillement, et sa pente $\theta$, i.e. l'angle entre la direction de pente et le plan horizontal. Grasselli *et al.* (2002, 2003) ne considèrent alors que les triangles impactant la résistance au cisaillement des surfaces de joints, i.e. ceux faisant face ou étant parallèles à la direction de cisaillement, et définissent l'angle apparent de pente $\theta^*$ de ces triangles comme étant la projection de $\theta$ sur le plan vertical correspondant à la direction de cisaillement. On a alors $\tan(\theta^*) = -\tan(\theta)\cos(\alpha_{\mathrm{t}})$. Grasselli *et al.* (2002, 2003) remarquent ensuite que plus le joint est cisaillé, plus sa résistance est influencée par des caractéristiques géométriques locales où la pente apparente $\theta^*$ est élevée. L'étude expérimentale et numérique de Fan *et al.* (2019) confirment que l'endommagement du joint survient essentiellement au niveau des aspérités les plus pentues. Grasselli *et al.* (2002, 2003) en déduisent empiriquement que la surface du joint en contact pendant le cisaillement $A_{\theta^*}$ s'exprime par

$$A_{\theta^*} = A_0 \left(\frac{\theta^*_{\max} - \theta^*}{\theta^*_{\max}}\right)^C \tag{3.15}$$

Où $\theta^*_{\max}$ est l'angle de pente apparent maximal sur la surface du joint cisaillé, $A_0$ est la surface de contact maximale dans la direction de cisaillement, et $C$ est un paramètre de rugosité caractéristique de la surface du joint cisaillé. Il est alors possible de déterminer numériquement $A_{\theta^*}$ en fonction de $\theta^*$ à partir de la surface numérisée et triangulée. $A_{\theta^*}$ correspond alors à la somme des surfaces des triangles dont la pente apparente est supérieure à la valeur de $\theta^*$ considérée. Le paramètre $C$ s'obtient alors par régression pour caractériser la rugosité du joint rocheux étudié. À partir des précédents paramètres décrits et des différentes courbes expérimentales obtenues, Grasselli et Egger (2003) proposent le critère suivant

$$\tau_{\mathrm{p}} = \sigma_{\mathrm{n}} \tan(\phi^*_{\mathrm{r}}) \left[ 1 + \exp\left( \frac{-\theta^*_{\max} \sigma_{\mathrm{n}}}{9 A_0 C f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}} \right) \right] \tag{3.16}$$

Où $\phi^*_{\mathrm{r}}$ est l'angle de friction résiduel du joint obtenu après 5 mm de déplacement en cisaillement pour $\sigma_{\mathrm{n}}$. Il est important de noter que la valeur $\phi^*_{\mathrm{r}}$ peut différer de celle de $\phi_{\mathrm{r}}$ employée pour les critères précédemment définis. Pour une utilisation pratique de ce critère, Grasselli et Egger (2003) proposent alors la relation empirique

$$\phi^*_{\mathrm{r}} = \phi_{\mathrm{b}} + \left( \frac{\theta^*_{\max}}{C} \right)^{1{,}18 \cos(\alpha_{\mathrm{s}})} \tag{3.17}$$

Où $\alpha_{\mathrm{s}}$ vaut l'angle entre la direction du cisaillement et le plan de schistosité du joint, s'il existe, 0 sinon. Par ailleurs, la contribution $g$ de la morphologie de la surface du joint à sa résistance au cisaillement au pic est donnée par

$$g = \exp\left( \frac{-\theta^*_{\max} \sigma_{\mathrm{n}}}{9 A_0 C f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}} \right) \tag{3.18}$$

La définition du critère de Grasselli et Egger (2003) permet alors d'aboutir à la définition, pour la surface 3D d'un joint cisaillé, du paramètre de rugosité directionnel 3D $\theta^*_{\max}/[C+1]$ formalisé par Tatone et Grasselli (2009). Ce paramètre peut alors être employé pour la quantification du $JRC$, tel que décrit dans la section suivante. D'autres études ont aussi, depuis, chercher à améliorer le critère de Grasselli et Egger (2003) en tenant compte de l'effet d'échelle ou de la qualité d'emboitement, ou en le simplifiant (e.g. Johansson et Stille 2014, Johansson 2016, Tang et Wong 2016, Yang *et al.* 2016, Babanouri et Nasab 2017).

Enfin, il est intéressant de noter que Singh et Basu (2018b) listent 25 critères de rupture en cisaillement de discontinuité rocheuses issus du perfectionnement des modèles de Barton et Choubey (1977) ou de Grasselli et Egger (2003). 11 de ces critères sont alors comparés

à des résultats expérimentaux. Singh et Basu (2018b) proposent donc une revue critiquant les différents critères les plus cités de la littérature au regard de leur robustesse et leur applicabilité vis à vis d'applications pratiques, i.e. l'estimation de la résistance au cisaillement de joints rocheux naturels.

### 3.2.3 Quantification de la rugosité

La vaste majorité des critères de rupture de discontinuité rocheuse présentés précédemment mettent en avant le rôle majeur de la rugosité dont la quantification est devenue un point clef de l'évaluation de la résistance au cisaillement de joints non-liés. Du fait de la popularité du modèle $JRC$-$JCS$, il est commun, en pratique, de caractériser la rugosité de joints au moyen du $JRC$ (Bandis *et al.* 1981, Maksimović 1996, Grasselli et Egger 2003, 2013, Barton *et al.* Zhang *et al.* 2016, Stigsson et Ivars 2019). Pour prédire le $JRC$ d'un joint donné sans essai expérimental, Barton et Choubey (1977) ont initialement proposé de comparer la rugosité de sa surface avec les 10 profils standards présentés à la Figure 3.11. Cette approche a notamment été adoptée par la commission de l'ISRM sur les méthodes d'essai (Brown 1981). Ces profils standard ont été dessinés à partir de la géométrie de 136 spécimens de joints rocheux obtenus avec un profilomètre mécanique dont les valeurs de $JRC$ correspondantes ont été déduites des résultats d'essai au cisaillement direct. Cependant, ce mode d'évaluation est source d'imprécision du fait de la subjectivité inhérente aux évaluations visuelles (Beer *et al.* 2002, Grasselli et Egger 2003, Ficker et Martisek 2016, Stigsson et Ivars 2019). Aussi, nombre de travaux se sont consacrés au développement de nouveaux paramètres de rugosité rigoureusement quantifiables. Parmi ceux-ci, trois catégories peuvent être distinguées : (i) les paramètres statistiques tels l'inclinaison moyenne des aspérités $Z_2$ ou l'index de rugosité du profil $R_\mathrm{p}$ introduits respectivement par Myers (1962) et El-Soudani (1978) ; (ii) la dimension fractale $D$ du profil basée sur les travaux de Mandelbrot (1983) ; et (iii) le paramètre de rugosité directionnel 3D $\theta^*_{\max}/[C+1]$ développé par Grasselli *et al.* (2002). Plusieurs relations entre ces paramètres et le $JRC$ ont été alors proposées dans la littérature, notamment grâce à l'amélioration des techniques pour relever les profils de joints rocheux. On remarque que certains de ces paramètres requièrent une discrétisation du profil en un nuage de points de coordonnée verticale $z$, dont la résolution d'échantillonnage est alors notée $\Delta_{\mathrm{JRC}}$.

Plus de 62 relations empiriques entre différents paramètres statistiques et le $JRC$ sont disponibles dans la littérature (Li et Zhang 2015). La plupart de celles-ci ont été développées à partir des 10 profiles standards proposés à la Figuree 3.11 par Barton et Choubey (1977), ou à partir de valeur de $JRC$ déduites d'essais au cisaillement direct. Parmi ces relations statistiques, celle de Tse et Cruden (1979) demeure l'une des plus communément employées

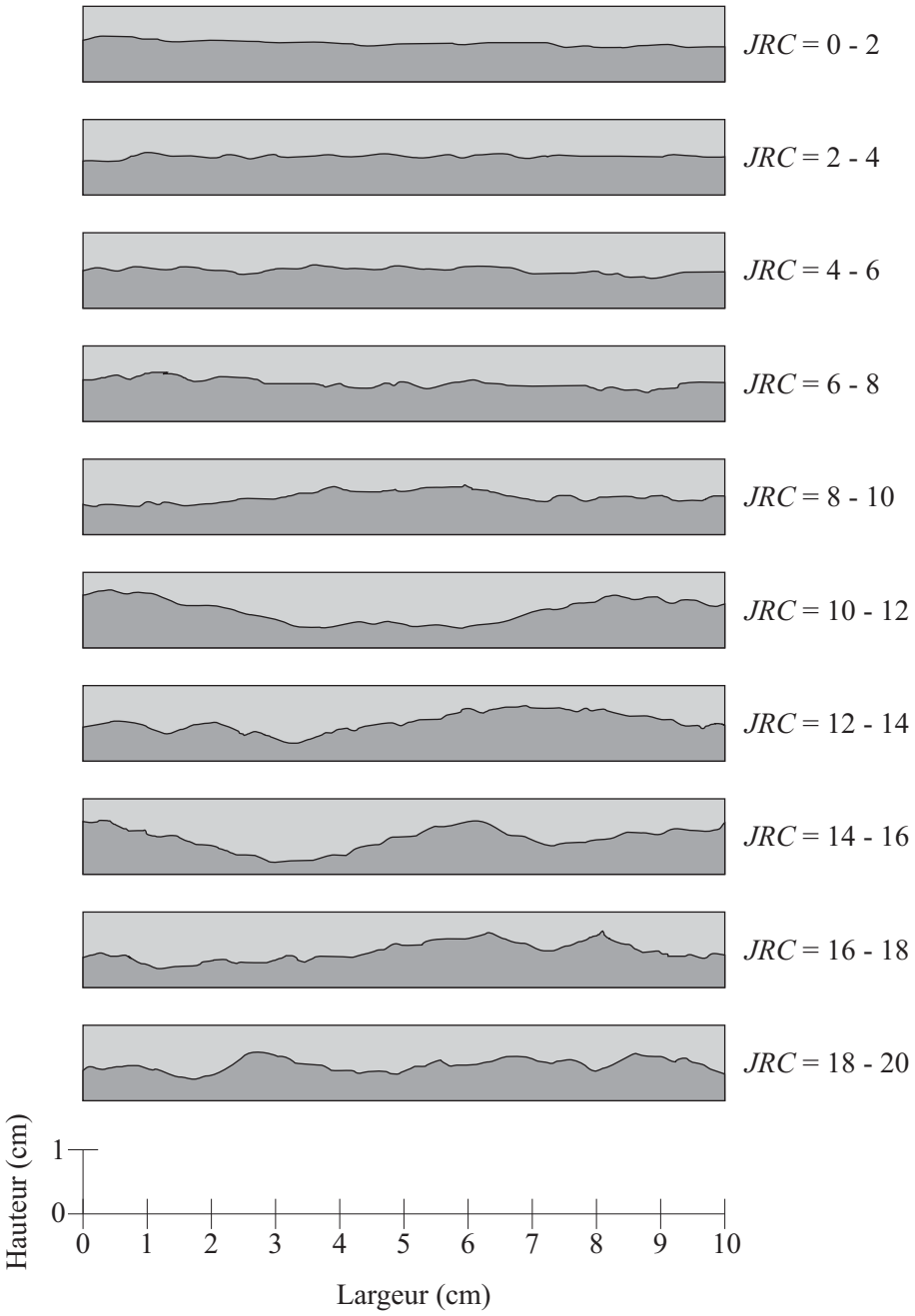



Figure 3.11 Profils de rugosité et valeur de $JRC$ associée (adapté de Barton et Choubey, 1977).

(Yang *et al.* 2001, Zhang et al. 2014). Celle-ci permet de relier le $JRC$ à la moyenne algébrique de l'inclinaison des aspérités $Z_2$ de Myers (1962) donnée par

$$Z_2 = \sqrt{\frac{1}{m_p}\sum_{j=1}^{m_p}\left(\frac{z_{\mathrm{j}+1} - z_{\mathrm{j}}}{\Delta_{\mathrm{JRC}}}\right)^2} \tag{3.19}$$

où $m_p$ est le nombre de segments sur un profil 2D. Le $JRC$ peut alors être relié empiriquement avec le paramètre $Z_2$ (Tse et Cruden 1979) par la relation

$$JRC = 32{,}20 + 32{,}47\log_{10}(Z_2) \tag{3.20}$$

Yang *et al.* (2001) remarquent la présence de certaines irrégularités dans la préparation des épontes cisaillés par Tse et Cruden (1979). C'est pourquoi ces auteurs mènent une étude de vérification, et trouvent finalement la relation

$$JRC = 32{,}69 + 32{,}98\log_{10}(Z_2) \tag{3.21}$$

Cette équation demeure proche de l'Eq. (3.20). Yang *et al.* (2001) tendent donc à valider la robustesse de la relation proposée par Tse et Cruden (1979). Cependant, cette dernière a été validée au moyen de profils 2D cisaillés restreints en nombre et en dimension. En outre, la détermination du paramètre $Z_2$ dépend significativement du choix de la résolution d'échantillonnage $\Delta_{\mathrm{JRC}}$, ce qui complique l'usage de l'Eq. (3.20) (Yu et Vayssade 1991, Tatone et Grasselli 2013, Liu *et al.* 2017). C'est pourquoi d'autres travaux plus récents se consacrent à l'amélioration de la relation entre le $JRC$ et $Z_2$ (e.g. Reeves 1985, Yu et Vayssade 1991, Belem *et al.* 2000, Park et Song 2009, Tatone et Grasselli 2010, Zhang *et al.* 2014, Liu *et al.* 2017, Zhang *et al.* 2017). Une autre relation statistique populaire proposée par Maerz et Franklin (1990) peut être utilisée pour déterminer le $JRC$ à partir de l'index de rugosité du profil $R_{\mathrm{p}}$, lequel est défini comme le ratio entre la longueur totale du profil $\overline{l_{\mathrm{T}}}$ sur sa longueur horizontale $l_{\mathrm{T}}$, nommée aussi nominale (El-Soudani 1978), soit

$$R_{\mathrm{p}} = \frac{\overline{l_{\mathrm{T}}}}{l_{\mathrm{T}}} = \frac{\sum_{j=1}^{m_p}\sqrt{\Delta_{\mathrm{JRC}}^2 + (z_{\mathrm{j}+1} - z_{\mathrm{j}})^2}}{\Delta_{\mathrm{JRC}}(m_p - 1)} \tag{3.22}$$

La relation proposée par Maerz et Franklin (1990) est alors donnée par

$$JRC = 411(R_{\mathrm{p}} - 1) \tag{3.23}$$

D'autres paramètres statistiques sont aussi disponibles dans la littérature. Li et Zhang (2015)

en font une revue exhaustive notamment en fournissant les nombreuses relations empiriques avec le $JRC$ correspondantes. Cependant, quel que soit le paramètre considéré, la résolution d'échantillonnage $\Delta_{\mathrm{JRC}}$ doit être sélectionnée avec précaution tant elle peut affecter la validité des relations avec le $JRC$ (Yu et Vayssade 1991, Tatone et Grasselli 2010, Liu *et al.* 2017, Yong *et al.* 2018a).

La rugosité d'un joint rocheux peut aussi être caractérisée au moyen de sa dimension fractale $D$ comprise entre 1, pour un profil parfaitement lisse, et 2 pour un profil extrêmement ondulé et rugueux (Mandelbrot 1983, Mandelbrot 1985, Turk *et al.* 1987, Lee *et al.* 1990, Maerz et Franklin 1990, Kulatikale *et al.* 1995, Seidel et Haberfield 1995b, Fardin *et al.* 2001, Kulatikale *et al.* 2006, Serrano *et al.* 2014, Ge *et al.* 2014, Stigsson et Ivars 2019). Les méthodes employées pour déterminer la dimension fractale $D$ d'un profil en mécanique des roches sont généralement (Li et Huang 2015) : le *compass-walking* (Maerz et Franklin 1990), le *box-counting* (Feder 1988), ou la méthode h-L (Xie et Pariseau 1994, Li et Huang 2015). Il est aussi possible d'estimer la dimension fractale $D$ au moyen des diviseurs, des variogrammes, de la longueur de rugosité, ou de la méthode de mise à l'échelle des lignes (Kulatikale *et al.* 1997, Kulatikale *et al.* 1998, Kulatikale et Um 1999, Fardin *et al.* 2001, Kulatikale *et al.* 2006, Ge *et al.* 2014). Deux types de profils fractals peuvent être distingués, tel que montré à la Figure 3.12 : (i) auto-semblable, les propriétés statistiques du profil demeurent inchangées malgré un grossissement isotrope ; (ii) ou auto-affine, les propriétés statistiques du profil demeurent inchangées seulement si le grossissement s'effectue dans de différentes proportions suivant les directions. Selon la théorie fractale brownienne (Mandelbrot 1968), si la longueur de considération d'un profil fractal auto-affine est augmentée par un facteur $r$, la hauteur correspondante sera amplifiée par un facteur $r^{\mathrm{H}}$, tel qu'illustré à la Figure 3.12 (Yang *et al.* 1999, Yang *et al.* 2001), où $H$ est l'exposant de Hurst compris entre 0 et 1 donné, en 2D, par $H = 2 - D$, et en 3D, par $H = 3 - D$. Dans le cas de profils auto-affines, l'applicabilité du diviseur ou de la méthode de *box-counting* semble discutable (Mandelbrot 1985, Feder 1988, Kulatikale *et al.* 1995, Kulatikale *et al.* 1997, Kulatikale *et al.* 1998, Kulatikale et Um 1999, Kulatikale *et al.* 2006, Li et Huang 2015). De nombreuses études démontrent que les surfaces rocheuses naturels se comportent plutôt comme des courbes fractales auto-affines avec des traces de mouvement brownien, dans la mesure ou leur allure demeure globalement inchangée quel que soit l'échelle, tandis que leur magnitude diminue avec l'augmentation de la longueur considérée (Mandelbrot 1983, Mandelbrot 1985, Kulatikale *et al.* 1995, Yang *et al.* 1997, Yang *et al.* 1999, Yang *et al.* 2001, Fardin *et al.* 2001, Kulatikale *et al.* 2006, Stigsson et Ivars 2019). Ces études suggèrent que la dimension fractale $D$ d'une discontinuité rocheuse est généralement comprise entre 1 et 1,15, ce qui correspond à $H$ compris entre 0,85 et 1 (Li et Huang

2015). Johansson (2016) évalue de son côté, à partir des caractéristiques géométriques de 15 spécimens de contact, que l'exposant de Hurst $H$ est compris entre 0,742 et 0,829. Ainsi, à mesure que l'échelle d'observation est grossie, la différence de proportion d'amplification entre la base et la hauteur des aspérités peut ne pas être perceptible visuellement (Yang *et al.* 1999, Yang *et al.* 2001). Même en étant auto-affines, une rugosité substantielle sera toujours probablement observable le long des surfaces rocheuses à grande échelle. Au final, la théorie fractale permet de fournir des outils utiles pour décrire la rugosité d'un joint naturel. Ces outils peuvent aussi être utilisés pour extrapoler les propriétés de rugosité d'un contact à de plus grandes échelles, ou pour générer des géométries de profils artificielles avec des propriétés réalistes (Seidel et Haberfield 1995b, Kulatikale *et al.* 1997, Kulatikale *et al.* 1998, Kulatikale et Um 1999, Li *et al.* 2017).

Plusieurs études montrent la possibilité de corréler statistiquement la dimension fractale $D$ d'un joint rocheux avec le $JRC$ (e.g. Turk *et al.* 1987, Lee *et al.* 1990, Maerz et Franklin 1990, Jiang *et al.* 2006, Li et Huang 2015). Ainsi, Turk *et al.* (1987) proposent la relation

$$JRC = -1138{,}6 + 1141{,}6D \tag{3.24}$$

Lee *et al.* (1990) notent aussi une relation directe de proportionnalité entre le $JRC$ et $D$ et proposent la régression bipolynomiale suivante

$$JRC = -0{,}87804 + 37{,}7844\left(\frac{D-1}{0{,}015}\right) - 16{,}9304\left(\frac{D-1}{0{,}015}\right)^2 \tag{3.25}$$

Enfin Maerz et Franklin (1990) proposent la relation empirique

$$JRC = 1870(D-1) \tag{3.26}$$

De nombreuses autres relations empiriques lient la dimension fractale $D$ avec le $JRC$, telles que listées par Li et Huang (2015) dans leur intéressant état de l'art. Li et Huang (2015) montrent alors qu'il existe de grandes variations entre les prédictions données par ces équations. Ces différences peuvent provenir du nombre limité de points expérimentaux mais aussi d'incertitudes liées au choix de la méthode employée pour déterminer $D$. Elles peuvent aussi s'expliquer par le fait que l'estimation de la dimension fractale $D$ dépend significativement de la résolution d'échantillonnage $\Delta_{\mathrm{JRC}}$ et de l'échelle d'étude considérées (Fardin *et al.* 2001, Li et Huang 2015). Encore une fois, $\Delta_{\mathrm{JRC}}$ doit être sélectionnée avec précaution du fait de son influence sur la validité des relations entre $D$ et le $JRC$.

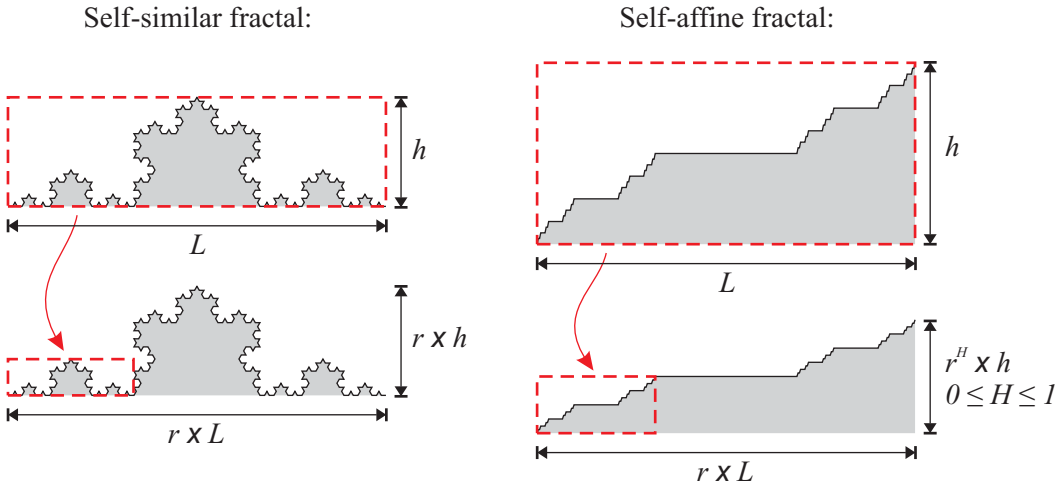



Figure 3.12 Illustration de profils fractaux auto-semblable et auto-affine (adapté de Kulatikale *et al.* 1995).

Les méthodes de détermination du $JRC$ précédemment présentées sont, pour la plupart, basées sur des profils 2D relevés sur la surface du joint cisaillé. Or plusieurs travaux relèvent une forte anisotropie de la rugosité sur les discontinuités rocheuses, notamment suivant l'angle de mesure du profil 2D (Kulatikale *et al.* 1995, Grasselli *et al.* 2002, Mah *et al.* 2013, Tatone et Grasselli 2009, Tatone et Grasselli 2010, Tatone et Grasselli 2013, Zhang *et al.* 2016). Ge *et al.* (2016) illustrent, au moyen de modèles numériques validés expérimentalement, le potentiel impact de cette anisotropie sur la résistance au cisaillement des joints. C'est pourquoi Belem *et al.* (2000), Grasselli *et al.* (2002), Grasselli et Egger (2003), et Tatone et Grasselli (2009) développent de nouveaux paramètres permettant de déterminer les caractéristiques géométriques tridimensionnelles des surfaces de joint, notamment en estimant la localisation et la distribution du contact lors du cisaillement. Tatone et Grasselli (2009) définissent alors le paramètre de rugosité directionnel 3D $\theta^*_{\max}/[C+1]$, lequel peut être relié à la quantification du $JRC$. Une première relation, proposée par Grasselli et Egger (2003), permet d'estimer le $JRC$ des paramètres tri-dimensionnels

$$JRC = \frac{\arctan[\tan(\phi^*_{\mathrm{r}})(1+g)] - \phi_{\mathrm{b}}}{\log_{10}(JCS/\sigma_{\mathrm{n}})} \tag{3.27}$$

où $g$ est donné notamment en fonction de $\theta^*_{\max}$ et $C$ dans l'Eq. (3.18). Une méthode simplifiée est introduite par la suite par Tatone et Grasselli (2010) en adaptant le paramètre de rugosité directionnel 3D de Tatone et Grasselli (2009) aux profils 2D, qui devient alors $\theta^*_{\max}/[C+1]_{2\mathrm{D}}$. Ces travaux permettent alors de trouver, pour un joint de 10 cm de long, la relation empirique,

pour une résolution d'échantillonnage de $\Delta_{\mathrm{JRC}} = 0.5$ mm,

$$JRC = 3{,}95(\theta^*_{\max}/[C+1]_{2\mathrm{D}})^{0{,}7} - 7{,}98 \tag{3.28}$$

et la relation empirique, pour une résolution d'échantillonnage de $\Delta_{\mathrm{JRC}} = 1$ mm,

$$JRC = 2{,}40(\theta^*_{\max}/[C+1]_{2\mathrm{D}})^{0{,}85} - 4{,}42 \tag{3.29}$$

On remarque que, tout comme pour l'inclinaison moyenne des aspérités $Z_2$, l'index de rugosité du profil $R_{\mathrm{p}}$, et la dimension fractale $D$ du profil, la quantification du paramètre de rugosité directionnel 2D $\theta^*_{\max}/[C+1]_{2\mathrm{D}}$ dépend de la résolution d'échantillonnage choisie pour étudier le profil (Tatone et Grasselli 2013).

Cette revue montre que de nombreux paramètres ont été proposés pour caractériser la rugosité des surfaces rocheuses. Ces paramètres peuvent être aussi utilisés dans le cas spécifique des joints de barrage (Johansson 2009, Rousseau 2010, Champagne 2012, Mouzannar *et al.* 2017, Rullière *et al.* 2018). Cependant, il est généralement admis que les propriétés de rugosité d'une discontinuité rocheuse varient en fonction de l'échelle considérée (Barton et Choubey 1977, Maerz et Franklin 1990, Tatone et Grasselli 2013, Buzzi *et al.* 2017, Casagrande *et al.* 2017). Or, deux limitations sont toujours associées avec la détermination de ces paramètres :

- à résolution d'échantillonnage $\Delta_{\mathrm{JRC}}$ constante, plus la taille de la portion de joint considérée est grande, plus $D$ diminue, et plus $Z_2$, $R_{\mathrm{p}}$, et $\theta^*_{\max}/[C+1]$ augmentent (Fardin et al. 2001, Tatone et Grasselli 2013, Yong *et al.* 2018b) ;
- à portion de joint constante, plus la résolution d'échantillonnage $\Delta_{\mathrm{JRC}}$ est grossière, plus l'ensemble des paramètres de rugosité diminue du fait des effets d'aliasing (Yu et Vayssade 1991, Kulatilake *et al.* 1995, Hong *et al.* 2006, Hong *et al.* 2008, Tatone et Grasselli 2010, Tatone et Grasselli 2013, Liu *et al.* 2017, Yong *et al.* 2018a).

Ces limitations rendent très complexe l'identification d'un possible effet d'échelle sur la rugosité d'un joint (Tatone et Grasselli 2013). Actuellement, il n'y a pas de consensus sur les méthodes, résolutions d'échantillonnage, et tailles de la portion de joint les plus appropriées pour correctement quantifier les propriétés de rugosité, en particulier le $JRC$ (Tatone et Grasselli 2013, Buzzi *et al.* 2017, Casagrande *et al.* 2017, Yong *et al.* 2018a). Deux recommandations peuvent toutefois être formulées (Tatone et Grasselli 2013) :

– lorsqu'un critère empirique basé sur un paramètre de rugosité est employé, la résolution d'échantillonnage et la taille de portion de joint utilisées doivent être les même que dans l'étude ayant développé ce critère ;
– les paramètres précédemment présentés peuvent être employés pour comparer qualitativement la rugosité de différentes surfaces de joint, cependant, par principe de consistance, la résolution d'échantillonnage doit demeurer identique.

Bien que des avancées majeures aient été faites depuis les travaux de Patton (1966a), il y a toujours un besoin essentiel de recherche pour mieux quantifier les caractéristiques de rugosité des discontinuités rocheuses (Ficker et Martisek 2016). L'utilisation de manière approfondie de la transformée de Fourrier apparait être une piste prometteuse parmi d'autres pour mieux caractériser l'ondulation des surfaces rocheuses (Yang *et al.* 2001, Ficker et Martisek 2016, Mouzannar *et al.* 2017, Wang *et al.* 2019). L'étude de Yong *et al.* (2018a) en est exemple en introduisant une nouvelle approche basée sur la transformée de Fourrier pour déterminer la résolution d'échantillonnage maximale acceptable d'un joint en fonction de sa géométrie.

### 3.2.4 Degré d'ouverture des joints naturels

L'effet de la rugosité sur la résistance au cisaillement d'un contact roc-béton non-lié peut aussi être atténué par des conditions d'emboitement défavorables (Johansson 2009, Rullière *et al.* 2018). Bien que la plupart des critères de rupture et paramètres de rugosité correspondant assument tacitement que les discontinuités rocheuses soient initialement bien emboitées (Singh et Basu 2018b), quelques études démontrent que la résistance au cisaillement de joints naturels non-liés décroit substantiellement avec l'augmentation du degré d'ouverture le long du contact (Ladaniy et Archambault 1969, Zhao 1997b, Li *et al.* 2014, Johansson et Stille 2014, Johansson 2016, Li *et al.* 2016, Li *et al.* 2017, Singh et Basu 2016, Tang et Wong 2016). Aussi, Ladaniy et Archambault (1969) ont originellement proposé d'inclure l'effet des ouvertures initiales le long des contacts en dents de scie cisaillés au moyen du degré d'emboitement $\eta_\mathrm{d}$ défini par

$$\eta_\mathrm{d} = 1 - \frac{2\delta_\mathrm{s}^{(0)}}{l_\mathrm{asp}} \tag{3.30}$$

où $\delta_\mathrm{s}^{(0)}$ et $l_\mathrm{asp}$ correspondent, respectivement, au déplacement latéral initial avant cisaillement, et à la largeur de la base des aspérités, tel que montré à la Figure 3.13 (a). Le paramètre $\eta_\mathrm{d}$ résultant peut alors varier entre 0 et 1 pour un contact intégralement désemboité et parfaitement emboité, respectivement. Les Eqs. (3.8), (3.9) et (3.10) du modèle LADAR illustrent clairement qu'un degré d'emboitement $\eta_\mathrm{d}$ plus élevé accroit la contribution des aspérités à la

résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses.

La réduction des contraintes normales à un joint naturel peut causer sa dislocation, i.e. ses surfaces inférieures et supérieures se décalent d'une distance $\delta_{\mathrm{s}}^{(0)}$. Cette modification de son état de confinement peut être due à une excavation menée à proximité, notamment avec l'emploi de dynamitage, à la dilatation thermique, ou à un séisme (Li *et al.* 2016, Li *et al.* 2017, Tang et Wong 2016). Il est intéressant de noter que de tels évènements peuvent aussi survernir avec les interfaces barrage-fondation. L'équation (3.30) permettant de déterminer $\eta_{\mathrm{d}}$ peut alors aussi être employée pour caractériser le degré d'ouverture de joints naturels disloqués, tel que montré à la Figure 3.13 (b). Le modèle *JRC-JCS* peut aussi être adapté pour tenir compte de $\eta_{\mathrm{d}}$ tel que suggéré par Li *et al.* (2016)

$$\tau_{\mathrm{p}} = \sigma_{\mathrm{n}} \tan\left[\phi_{\mathrm{r}} + JRC\log_{10}\left(\frac{\eta_{\mathrm{d}} JCS}{\sigma_{\mathrm{n}}}\right)\right] \tag{3.31}$$

La détermination du degré d'emboitement $\eta_{\mathrm{d}}$ demeure généralement qualitative ou limitée au cas des contacts en dents de scie. Cependant, deux modèles constitutifs fractals ont été proposé récemment pour considérer rigoureusement les effets de la dislocation du joint dans sa résistance au cisaillement (Johansson 2016, Li *et al.* 2017).

Par ailleurs, les infiltrations d'eau, la dégradation préférentielle de certains matériaux ou des mouvements de cisaillement antérieurs peuvent provoquer l'érosion d'un joint existant. Ses faces inférieures et supérieures présentent alors des géométries différentes du fait de la perte de matière (Singh et Basu 2016, Tang et Wong 2016, Singh et Basu 2018a). Cette perte de matière peut aussi être due à l'opération de forage menée pour récupérer l'échantillon. Il convient alors de vérifier l'état d'emboitement du joint in-situ au moyen de géo-caméras optiques ou acoustiques. Ce type d'ouvertures le long de contacts érodés peut être caractérisé au moyen du cœfficient d'emboitement du joint $JMC$ proposé par Zhao (1997a). Le $JMC$

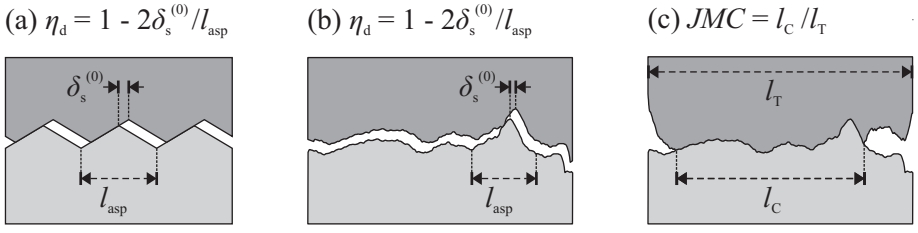



Figure 3.13 Caractérisation du degré d'ouverture d'un joint non-lié : (a) contact en dents de scie ; (b) joint naturellement disloqué ; et (c) joint naturellement érodé.

est estimé visuellement comme étant le ratio entre la longueur horizontale en contact $l_{\mathrm{C}}$ sur la longueur horizontale totale $l_{\mathrm{T}}$ du joint, tel que montré à la Figure 3.13 (c). Zhao (1997b) propose aussi d'inclure le $JMC$, qui peut varier entre 0 et 1 pour un contact intégralement désemboité et parfaitement emboité, respectivement, au sein du modèle $JRC$-$JCS$

$$\tau_{\mathrm{p}} = \sigma_{\mathrm{n}} \tan\left[\phi_{\mathrm{r}} + JMC\,JRC \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_{\mathrm{n}}}\right)\right] \tag{3.32}$$

Cependant, l'évaluation du $JMC$ peut varier d'un ingénieur à un autre, et il reste très compliqué de quantifier rigoureusement ce paramètre (Li *et al.* 2014, Tang et Wong 2016). Afin de dépasser cette difficulté, Tang et Wong (2016) proposent le cœfficient d'état de contact du joint $JCC$ donné par

$$JCC = \left(1 + \frac{8A_0\theta^*_{\max}\delta_{\mathrm{s}}^{(0)}}{(C+1)l_{\mathrm{T}}}\right)^{-1} \tag{3.33}$$

Ce paramètre peut être inclu dans les critères de rupture de Barton et Choubey (1977) et Grasselli *et al.* (2003). Il est intéressant de noter que le $JCC$ démontre la nécessité d'inclure les propriétés de rugosité pour évaluer les conditions d'emboitement du contact. Cependant, le $JCC$ se restreint au cas des joints disloqués et ne tient pas compte des autres types d'altérations possibles. Ainsi, d'autres études sont requises pour mieux quantifier le degré d'ouverture le long des joints érodés tel que celui montré à la Figure 3.13 (c).

### 3.2.5 Rugosité et cohésion apparente

Les travaux réalisés en mécanique des roches démontrent indiscutablement l'importance des aspérités dans la résistance au cisaillement de discontinuités rugueuses non-liées, grâce à : (i) leur géométrie caractérisée par les paramètres de rugosité ; (ii) leur qualité d'emboitement à l'interface ; et (iii) par leur résistance mécanique. Les enveloppes des critères de rupture tenant compte de ces phénomènes sont alors généralement non-linéaires. Bien qu'il ne tienne pas compte explicitement du rôle des aspérités, le critère M-C demeure encore couramment utilisé avec une cohésion nulle pour des analyses routinières de stabilité sur des plans de rupture non-liés rugueux (Gasc-Barbier et Guittard 2009, Barton 2013, Prassetyo *et al.* 2017, Rullière *et al.* 2018), notamment pour le calcul du $SSF$ aux interfaces barrage-fondation. Toutefois, le critère M-C peut être relié à une enveloppe de rupture non-linéaire en introduisant plusieurs droites tangentes à celle-ci pour différentes contraintes normales appliquées $\sigma_{\mathrm{n}}$, tel qu'illustré à la Figure 3.14 (Haverland et Slebir 1972, Bouchard 1991, Maksimović 1996, Prassetyo *et al.* 2017). La pente et l'ordonnée à l'origine de ces droites correspondent alors respectivement à l'angle de friction $\tilde{\phi}$ et la cohésion apparents $\tilde{c}$ fonction de $\sigma_{\mathrm{n}}$ (Maksimović 1996, Hencher

et Richard 2015, Rullière *et al.* 2018, Wang et Lin 2018). Des valeurs de $\tilde{\phi}$ et $\tilde{c}$ plus élevées sont ainsi obtenues pour une plus forte rugosité et un meilleur emboitement, permettant ainsi de tenir compte de l'effet de ceux-ci dans le critère M-C (Haverland et Slebir 1972, Bouchard 1991, Maksimović 1996, Barton 2013, Prassetyo *et al.* 2017, Rullière *et al.* 2018). Contrairement à la cohésion chimique $c$, lorsque $\sigma_{\mathrm{n}} = 0$, la résistance au cisaillement d'une discontinuité non-liée est nulle et ne correspond pas à la cohésion apparents $\tilde{c}$. Du fait que sa valeur soit significativement impactée par la contrainte normale, la rugosité et la qualité de l'emboitement, la quantification de $\tilde{c}$ reste délicate pour l'ingénieur. Face au manque de consensus sur les valeurs de $\tilde{\phi}$ et $\tilde{c}$ à sélectionner, l'emploi de cohésion apparente demeure très restreint et encadré de nombreuses précautions (CFBR 2012, Rullière *et al.* 2018, Wang et Lin 2018).

### 3.2.6 Effet d'échelle

Une majorité des essais expérimentaux conduits sur des discontinuités rocheuses ont utilisé des échantillons de petite taille issus de forage (Fell *et al.* 2014). Cependant, il est largement admis que le comportement au cisaillement d'une discontinuité rocheuse varie en fonction de l'échelle d'étude considérée, à savoir qu'un échantillon de petite taille d'un joint testé en laboratoire sous-estime ou surestime la résistance mécanique de ce même joint à taille réelle (Bandis *et al.* 1981, Maerz et Franklin 1990, Bouchard 1991, Tatone et Grasselli 2013, Lambert et Coll 2014, Hencher et Richard 2015, Johansson 2016, Buzzi *et al.* 2017, Casagrande *et al.* 2017, Li *et al.* 2017, Buzzi et Casagrande 2018, Yong *et al.* 2019). Ainsi, Nicholson (1983) trouve que, pour une même discontinuité considérée, les épontes ayant une surface cisaillée de 200 $\mathrm{cm}^2$ présentent une résistance environs deux fois supérieure à ceux ayant une surface cisaillée de 2000 $\mathrm{cm}^2$. En outre, la probabilité de rencontrer le long d'un joint un défaut ou, à contrario, un point de sur-résistance, augmente avec l'échelle (Sow *et al.* 2015). Cependant, il n'existe pas de réel consensus sur la nature de cet effet d'échelle, lequel peut être tant prédit positif, i.e. plus l'échantillon est grand, plus sa résistance diminue (e.g. Bandis *et al.* 1981, Nicholson 1983), que négatif, i.e. plus l'échantillon est grand, plus sa résistance augmente (e.g. Kutter et Otto 1990, Leal-Gomea 2003).

Pour Bandis *et al.* (1981), Bandis *et al.* (1983) et Barton et Bandis (1985), l'effet d'échelle provient de deux phénomènes apparaissant avec l'augmentation de la taille de l'échantillon, tel qu'illustré à la Figure 3.15 : (i) la rugosité et le $JRC$ correspondant diminuent ; (ii) la résistance au cisaillement des aspérités et le $JCS$ correspondant diminuent du fait du déconfinement et de l'apparition de défauts dans le matériau. Un déplacement plus grand est donc requis pour atteindre le pic de résistance qui s'adoucie alors, comme montré à la

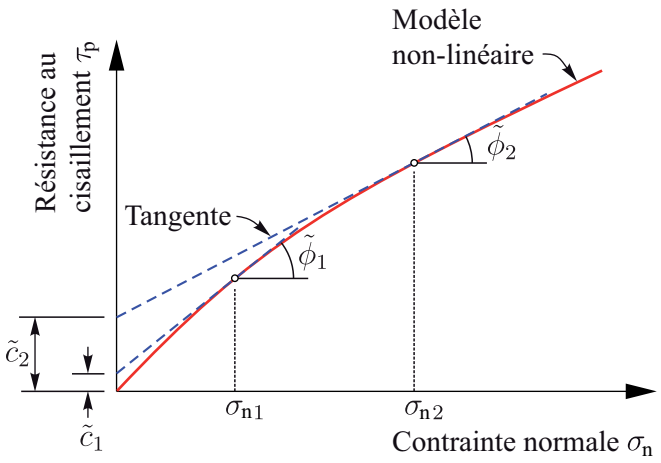



Figure 3.14 Obtention de la cohésion et de l'angle de friction apparants à partir d'un critère de rupture non-linéaire pour une discontinuité rocheuse (adapté de Bouaanani 2015).

Figure 3.15. Ce phénomène est d'autant plus visible que le joint est rugueux (Bandis *et al.* 1981, Ueng *et al.* 2010). À l'inverse, la friction de base n'est pas censée être affectée par l'échelle (Hencher et Richard 2015), ce que confirment les résultats d'Ueng *et al.* (2010). Une adaptation du modèle $JRC - JCS$ a donc été proposée pour tenir compte de l'effet de l'échelle de la surface cisaillée sur le $JRC$ et le $JCS$ (Barton et Bakhtar 1983, Bandis *et al.* 1983, Barton et Bandis 1985, Tatone et Grasselli 2013, Lambert et Coll 2014, Hencher et Richard 2015, Johansson 2016) :

$$\frac{JRC^{(o)}}{JRC^{(e)}} = \left(\frac{l_T^{(o)}}{l_T^{(e)}}\right)^{-0{,}02JRC^{(e)}} \qquad \frac{JCS^{(o)}}{JCS^{(e)}} = \left(\frac{l_T^{(o)}}{l_T^{(e)}}\right)^{-0{,}03JRC^{(e)}} \tag{3.34}$$

Où $JCS^{(e)}$ et $JCS^{(o)}$, et $JRC^{(e)}$ et $JRC^{(o)}$ sont respectivement les cœfficients correspondant à l'échantillon cisaillé en laboratoire et à la discontinuité d'origine dont est issu l'échantillon. De même $l_T^{(e)}$ et $l_T^{(o)}$ sont la longueur de l'échantillon cisaillé en laboratoire et la longueur de la discontinuité d'origine, respectivement. Il est intéressant de noter que cette équation semble indiquer que seule la friction de base contribuera à la résistance au cisaillement des joints à l'échelle des barrages. Toutefois, si la diminution de la résistance des matériaux rocheux avec l'augmentation de la taille de l'échelle apparait plutôt intuitive, la littérature ne permet pas de conclure si l'échelle aura un impact positif ou négatif sur l'effet de la rugosité des joints (Tatone et Grasselli 2013, Johansson 2016, Casagrande *et al.* 2017, Buzzi *et al.* 2017, Li *et al.* 2017, Buzzi et Casagrande 2018, Rullière *et al.* 2018, Yong *et al.* 2019).

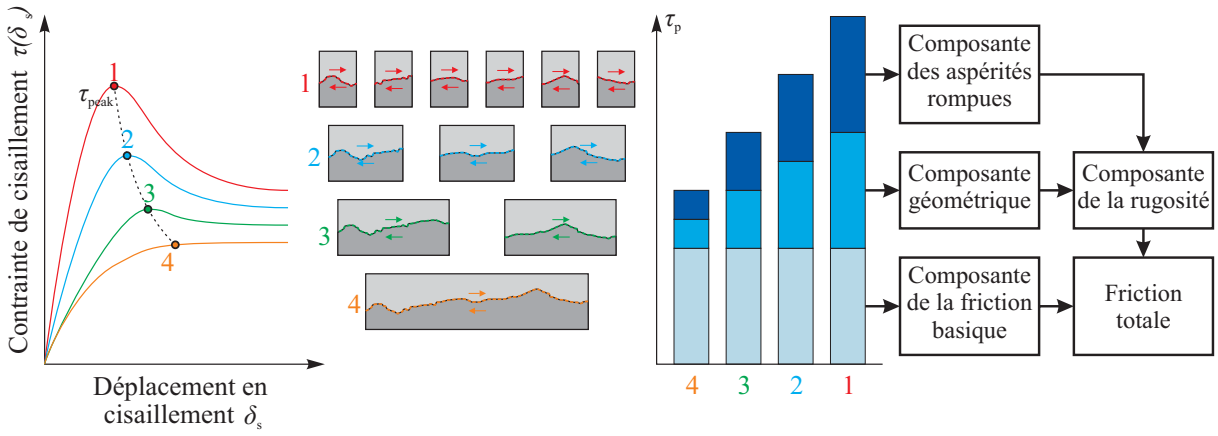



Figure 3.15 Effet d'échelle dans le processus de cisaillement d'une discontinuité rocheuse (adapté de Bandis *et al.* 1981).

Plusieurs études reconnaissent que la configuration géométrique de la surface d'un joint est la principale source d'effet d'échelle (e.g. Ueng *et al.* 2010, Buzzi et Casagrande 2018, Yong *et al.* 2019). Deux types d'aspérités doivent alors être définies, telles qu'illustrées à la Figure 3.16 (Patton 1966b, Rousseau 2010, Fell *et al.* 2014, Liu *et al.* 2017) :

- les aspérités primaires, plus grandes, vont essentiellement contrôler la valeur de l'angle de dilatance $i$ et vont correspondre à la rugosité effective du joint qui peut être caractérisée par le $JRC$ ;
- les aspérités secondaires, plus petites, vont immédiatement se dégrader lors du cisaillement, leur contribution peut être ajoutée à l'angle de friction de base $\phi_b$ (Tatone et Grasselli 2013, Hencher et Richard 2015, Casagrande *et al.* 2017).

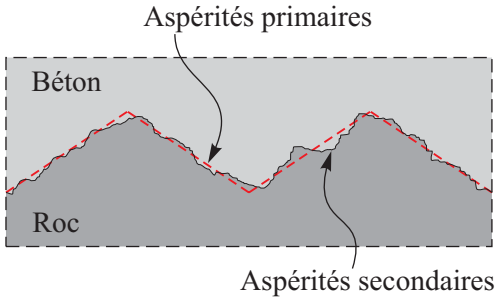



Figure 3.16 Aspérités primaires et secondaires.

L'impact de l'échelle d'étude d'un joint, tel celui montré à la Figure 3.17 (a), sur sa rugosité effective, i.e. ses aspérités primaires, peut alors être étudié de trois méthodes différentes au moyen de répliques artificielles :

- Une réplique du joint est subdivisée en différents échantillons (Figure 3.17 (b)). Les résistances au cisaillement $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{e})}$ obtenues pour les différents échantillons sont alors comparées à la résistance au cisaillement $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{o})}$ obtenue pour le joint d'origine considéré dans son intégralité. Il s'agit de la méthode suivie par les travaux originels de Bandis *et al.* (1981), Bandis *et al.* (1983) et Barton et Bandis (1985) pour étudier l'effet d'échelle. En suivant cette méthode, ils montrent alors que la moyenne des résistances au cisaillement des échantillons cisaillés $\overline{\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{e})}}$ est supérieure à $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{o})}$. Cet effet d'échelle positif très net est aussi confirmé expérimentalement par Ueng *et al.* (2010), et numériquement par Lambert et Coll (2014) et Bahaaddini *et al.* (2014). Cependant, une forte dispersion des valeurs de $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{e})}$ est aussi remarquée. En outre, pour certains échantillons, $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{e})}$ peut être significativement inférieure à $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{o})}$ (Ueng *et al.* 2010, Bahaaddini *et al.* 2014, Lambert et Coll 2014). Enfin, les analyses numériques de Bahaaddini *et al.* (2014) montrent que la répartition des contraintes et la dégradation des aspérités varient significativement d'un échantillon à un autre, tel qu'illustré à la Figure 3.18. En fait, les échantillons présentent des géométries substantiellement différentes de celle du joint d'origine, lesquelles affectent directement $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{e})}$. Or, il est commun d'observer une anisotropie significative de la rugosité le long de joints naturels (Belem *et al.* 2000, Kulatikale *et al.* 2006, Mah *et al.* 2013, Tatone et Grasselli 2010, Tatone et Grasselli 2013, Zhang *et al.* 2016). Ici, du fait de l'hétérogénéité des propriétés de rugosité, la nature de l'effet d'échelle apparait indéterminée lorsque les échantillons sont considérés au cas par cas.
- Des contacts artificiels sont construits à partir d'un agrandissement homothétique du joint d'origine (Figure 3.17 (c)), et leurs résistances au cisaillement $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{ag})}$ sont comparées à $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{o})}$. Dans ce cas, Ueng *et al.* (2010) montrent qu'il est difficile de distinguer une différence significative entre $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{ag})}$ et $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{o})}$. Ainsi, en pratique, si les caractéristiques géométriques de la rugosité, telles l'angle d'inclinaison moyen des aspérités primaires, demeurent inchangées entre le contact agrandi et celui d'origine, leur $JRC$ sont censés être similaires (Yong *et al.* 2018b) : aucun effet d'échelle n'est attendu (Hencher et Richard 2015, Johansson 2016).
- Des contacts artificiels sont construits en assemblant, à la suite, plusieurs répliques identiques du joint d'origine (Figure 3.17 (d), et leurs résistances au cisaillement $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{as})}$ sont comparées à $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{o})}$. Dans ce cas-ci, Ueng *et al.* (2010) montrent que $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{as})}$ est généralement légèrement plus faible que $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{o})}$ : la rugosité s'homogénéise le long du plan de

rupture, certaines aspérités primaires du joint d'origine deviennent des aspérités secondaires des contacts artificiels. Ainsi, bien que partiellement similaire, la répartition de l'endommagement à la surface d'un assemblage artificiel diffère de celle observable avec le joint d'origine. Le $JRC$ des assemblages de contacts artificiels est donc inférieur à celui du joint d'origine : un effet d'échelle positif est observé.

Il est intéressant de rappeler que l'effet de la rugosité effective sur la résistance au cisaillement d'un contact peut être significativement modéré par sa qualité d'emboitement. Or, celle-ci peut substantiellement s'améliorer pour de plus grandes longueurs de discontinuités considérées (Zhao 1997a, Zhao 1997b), y compris dans le cas les joints de barrage (Johansson 2009). À l'inverse, la plupart des critères de rupture assument tacitement que les discontinuités rocheuses sont initialement bien emboitées à petite échelle, tandis que les joints naturels de grande dimension peuvent présenter des conditions d'emboitement variables (Zhao 1997a, Zhao 1997b, Li *et al.* 2017). Ce phénomène peut expliquer les différents résultats contradictoires concernant la nature d'effet d'échelle (Johansson 2016).

Ces études permettent alors de distinguer qualitativement trois causes d'un possible effet d'échelle liées à la configuration géométrique d'un contact :

- Le joint présente une rugosité hétérogène (Figure 3.19 (a)) : cas (i), l'échantillon est plus rugueux que le joint à taille réelle, l'effet d'échelle sera positif ; cas (ii), la rugosité de l'échantillon est représentative de celle du joint à taille réelle, aucun effet d'échelle n'est attendu ; et cas (iii), l'échantillon est moins rugueux que le joint à taille réelle, l'effet d'échelle sera négatif.
- Le joint présente une rugosité homogène et un bon emboitement (Figure 3.19 (b)) : cas (i), l'amplitude des aspérités primaires $A_{\text{asp}}$ demeure proportionnelle à la longueur de joint étudiée $l_{\text{T}}$, la rugosité effective de l'échantillon est représentative de celle du joint à taille réelle, aucun effet d'échelle n'est attendu ; et cas (ii), la rugosité de l'échantillon est représentative de celle du joint à taille réelle, mais l'amplitude des aspérités primaires $A_{\text{asp}}$ diminue avec l'augmentation de la longueur de joint étudiée $l_{\text{T}}$, la rugosité effective de l'échantillon n'est pas représentative de celle du joint à taille réelle, l'effet d'échelle sera positif.
- Le joint présente une rugosité effective homogène avec des conditions d'emboitement variables (Figure 3.19 (c)) : cas (i), l'échantillon présente d'excellentes conditions d'emboitement, l'effet d'échelle sera positif ; (ii) les conditions d'emboitement s'améliorent à plus grande échelle, l'effet d'échelle sera négatif.

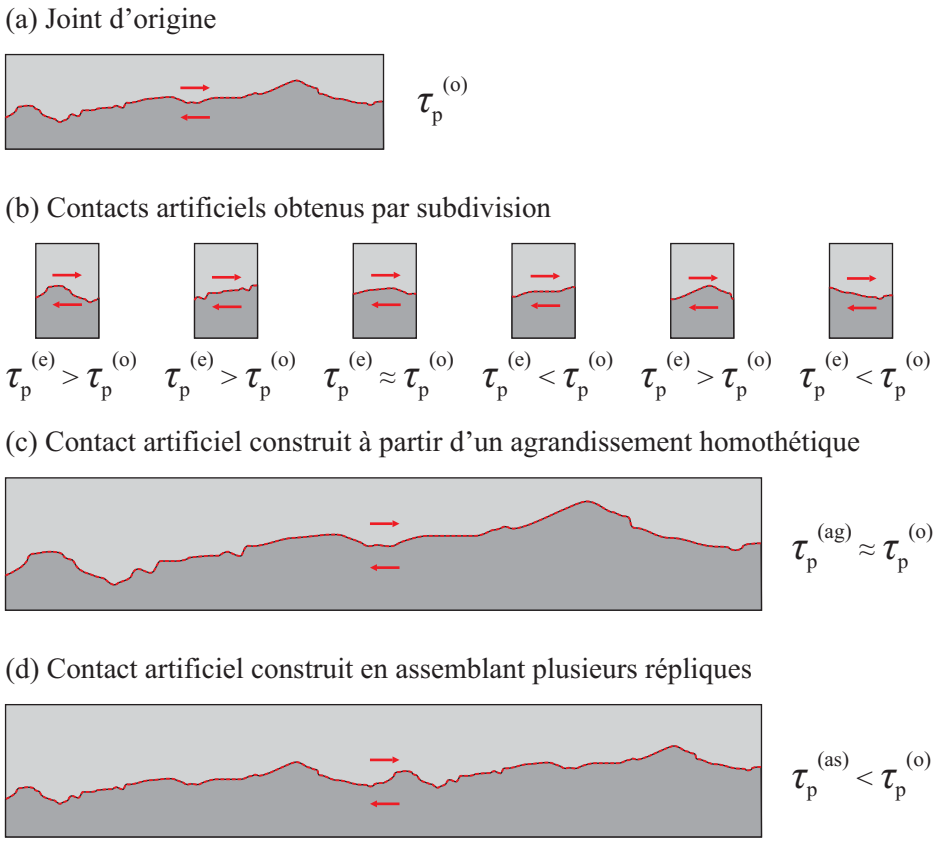



Figure 3.17 Méthodes possibles pour étudier l'effet d'échelle sur un joint rocheux au moyen de répliques artificielles : (a) joint d'origine cisaillé ; (b) étude d'échantillons issus de subdivisions d'une réplique du joint d'origine ; (c) construction d'un contact artificiel à partir d'un agrandissement homothétique du joint d'origine ; et (d) construction d'un contact artificiel en assemblant, à la suite, plusieurs répliques du joint d'origine.

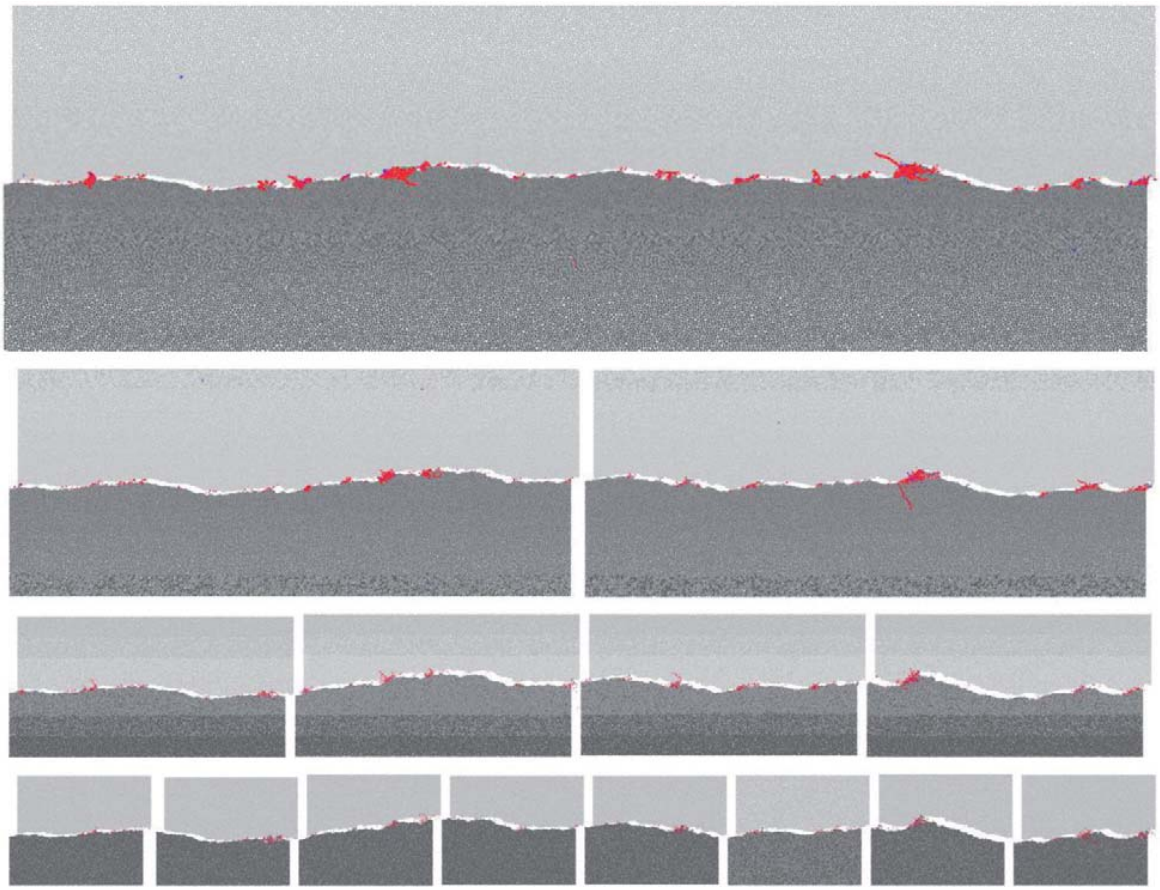


Figure 3.18 Effet de la subdivision d'un joint cisaillé sur la dégradation des aspérités (adapté de Bahaaddini *et al.* 2014).

Cependant, malgré ces nombreux travaux, il n'existe pas de consensus sur la méthode à adopter pour prédire la résistance au cisaillement des joints en tenant compte de l'effet d'échelle (Buzzi et Casagrande 2018). En effet, la validité de l'extrapolation de la résistance d'un échantillon pour obtenir celle du joint à taille réelle dépend fortement de la manière de sélectionner cet échantillon (Casagrande *et al.* 2017, Buzzi et Casagrande 2018, Yong *et al.* 2019). Bien que cela soit encore sujet à recherche, Yong *et al.* (2019) initient une méthode statistique originale permettant d'obtenir un échantillon dont la rugosité est représentative de celle du joint à taille réelle.

Par ailleurs, la formulation auto-affine défini par l'exposant de Hurst $H$ généralement acceptée pour caractériser le caractère fractal des discontinuités rocheuses prédit une diminution de la magnitude des aspérités primaires avec l'augmentation de l'échelle d'étude (Mandelbrot 1983, Mandelbrot 1985, Kulatikale *et al.* 1995, Yang *et al.* 1997, Yang *et al.* 1999, Yang *et al.* 2001, Fardin *et al.* 2001, Kulatikale *et al.* 2006, Li *et al.* 2017, Stigsson et Ivars 2019). Cependant, un certain nombre d'études remarquent que cette décroissance des aspérités n'est pas nécessairement perceptible visuellement (Yang *et al.* 1999, Yang *et al.* 2001). Ainsi, les travaux de Johansson (2016) semblent indiquer l'absence d'effet d'échelle, ce même en considérant le caractère fractal auto-affine des joints. En outre, il parait incertain de garantir que le caractère fractal des joints rocheux si leur longueur dépasse 1 à 3 m (Li *et al.* 2017). Les aspérités primaires peuvent parfois prendre en importance pour de grandes longueurs de joints, provoquant une augmentation de la rugosité effective (Rousseau 2010, Moradian *et al.* 2013, Gravel *et al.* 2015, Hencher et Richard 2015). Pourtant, face à ces incertitudes, la rugosité des discontinuités rocheuses à grande échelle est, en pratique, souvent négligée lorsque la dimension de celle-ci excède plusieurs mètres (Yong *et al.* 2018b). Dans le cas des interfaces barrage-fondation, cette hypothèse apparait d'autant plus conservatrice que des ondulations de plusieurs dizaines de centimètres ou des clefs de cisaillement peuvent y être observées tel qu'illustrées aux Figures 3.3 et 3.6.

La distinction rigoureuse entre les aspérités primaires et secondaires apparait alors essentiel pour comprendre le comportement à grande échelle des joints rugueux (Li *et al.* 2017). Cependant cette distinction reste encore très délicate à effectuer (Tatone et Grasselli 2013). Ceci provient des contraintes techniques liées à la quantification des paramètres de rugosité à différentes échelles : à résolution constante, les paramètres de rugosité quantifiés dépendent de la dimension de la portion de joint considérée ; et inversement, à dimension constante, les paramètres de rugosité quantifiés dépendent de la résolution considérée (Tatone et Gras-

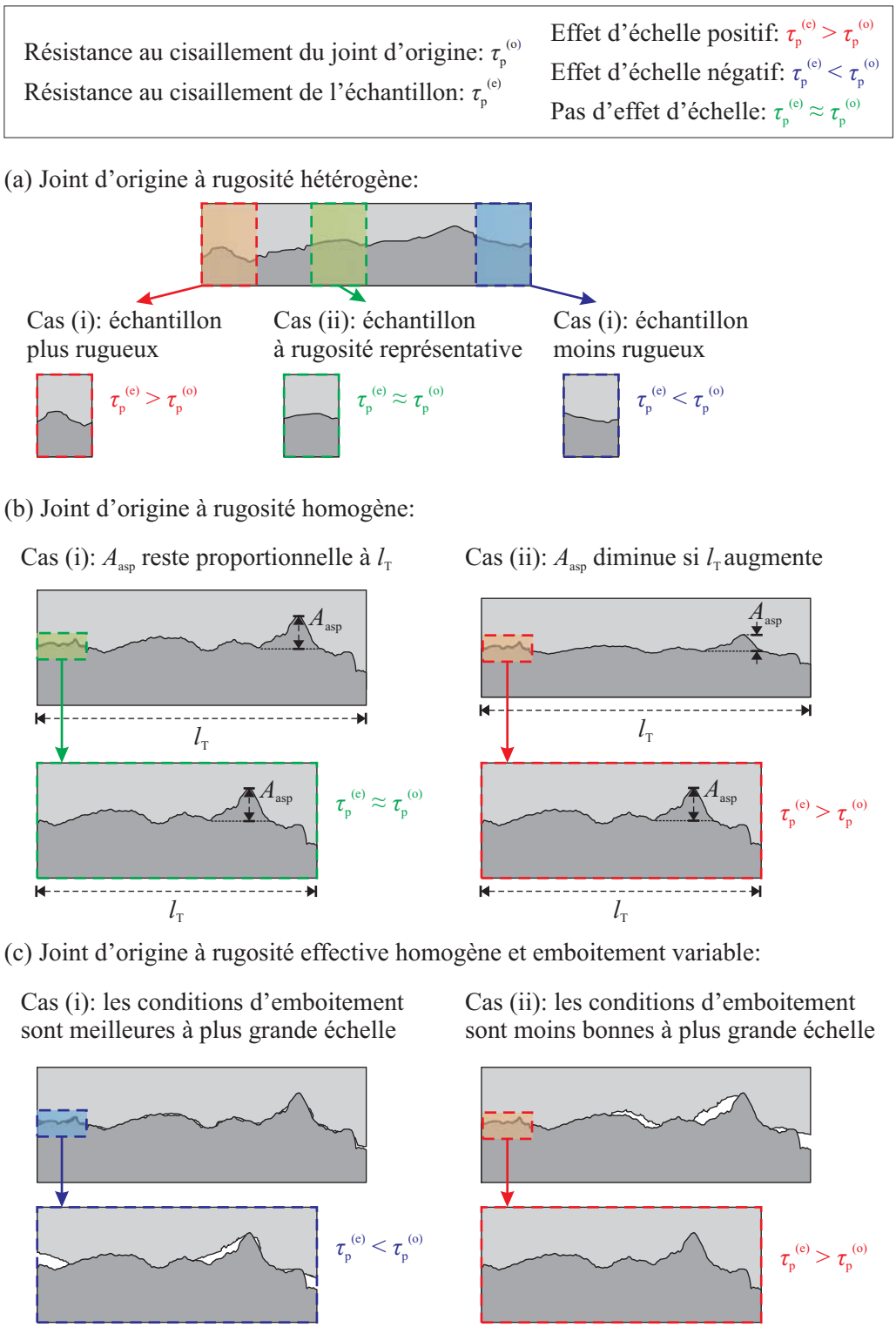



Figure 3.19 Récapitulatif des causes possibles de l'impact de l'échelle sur l'effet de la rugosité suivant différents types de joints : (a) contact avec une rugosité hétérogène ; (b) contact avec une rugosité homogène et un bon emboitement ; et (c) contact avec une rugosité homogène et un emboitement variable.

selli 2013, voir précédemment). Tatone et Grasselli (2013) recommandent donc de conserver la même résolution d'échantillonnage pour l'étude de surfaces rugueuses de différentes dimensions. Cependant, les aspérités primaires d'un petit échantillon deviennent des aspérités secondaires lorsque le joint rocheux est considéré dans son ensemble. Conserver une résolution identique quel que soient les dimensions de la surface de joint amène à inclure, dans le calcul des paramètres de rugosité, la géométrie des aspérités secondaires, et donc à surestimer significativement la rugosité effective (Yong *et al.* 2018b). Quelques nouvelles méthodes ont été proposées pour distinguer les aspérités secondaires et primaires (e.g. Liu *et al.* 2017, Yong *et al.* 2018a), cependant leurs applications restent limitées en nombre et en échelle.

Au final, les travaux antérieurs en mécanique des roches permettent de mieux saisir l'importance et l'origine de l'effet d'échelle sur la résistance au cisaillement des joints rugueux. De même que pour les discontinuités rocheuses, la possibilité de la présence d'un effet d'échelle le long des interfaces barrage-fondation doit être aussi pris en compte (Barlett et MacGregor 1994, Tinawi *et al.* 1998a, Goodman et Bro 2005, Johansson 2009, Moradian *et al.* 2013, Mouzannar *et al.* 2017). Cependant, il est loin d'être trivial de prédire la nature de cet effet d'échelle, lequel peut être positif, négatif ou absent (Buzzi et Casagrande 2018). Des essais expérimentaux in-situ menés sur de larges surfaces de joints pourraient permettre de contourner les difficultés inhérentes à l'effet d'échelle. Cela étant, leur nombre demeure très limité du fait du coût et de la complexité technique liée à leur taille (Hencher et Richard 2015, Buzzi et Casagrande 2018). Face à ces difficultés, un intérêt croissant est dévolu au développement de méthodes analytiques ou numériques pour étudier le comportement des discontinuités rocheuses à grande échelle (Jing 2003, Lambert et Coll 2014, Bahaaddini *et al.* 2014, Johansson 2016, Buzzi et Casagrande 2018). Bien qu'encore limitées en nombre, ces études permettent de mieux comprendre les mécanismes pouvant causer un effet d'échelle, et semblent donc constituer une piste prometteuse pour l'évaluation de la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation à taille réelle.

## 3.3 Spécificités des interfaces barrage-fondation

### 3.3.1 Présence de différents matériaux

Sous de nombreux aspects, le béton se rapproche du roc et les interfaces barrage-fondation non-liées apparaissent très similaires aux discontinuités rocheuses (Krsmanovic et Popovic 1966, Wittke 1990). Ainsi les précédentes campagnes d'essais sur des portions de contacts roc-béton existants (e.g. Goodman et Bro 2005, Johansson 2009, Rousseau 2010, Champagne 2012, Gravel *et al.* 2015) ou artificiels (e.g. Seidel et Haberfield 2002a, Gu *et al.* 2003, Gutiérrez

2013) indiquent clairement que la rugosité, la qualité d'emboitement et la contrainte normale impactent significativement la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation. Certains critères de rupture issus des travaux de mécanique des roches ont déjà été adaptés pour le cas des contacts roc-roc ou béton-béton au sein des barrages (CFBR 2012, Fell *et al.* 2014, Curtis *et al.* 2017, Tarbox *et al.* 2017). Vraisemblablement, ces critères peuvent être adaptés au contexte des interfaces barrage-fondation. Néanmoins, celles-ci comportent certaines spécificités qui, sans étude approfondie, peuvent limiter fortement l'applicabilité des outils développés en mécanique des roches. Leur robustesse ne pouvant être garantie du fait du manque de résultats expérimentaux (Kodikara et Johnston 1994, Johansson 2009, Champagne 2012, Mouzannar *et al.* 2017) aucun critère de rupture autre que Mohr-Coulomb ne fait consensus pour caractériser la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation.

Le modèle de Barton et Choubey (1977) suppose que, pour une discontinuité roc-roc, pour un niveau de contrainte élevé, le comportement de la discontinuité rugueuse devient semblable à celui de la roche intacte. Cette hypothèse comportementale devient délicate à interpréter pour le cas d'un contact roc-béton comportant des matériaux différents du cas traditionnel des discontinuités rocheuses. Parallèlement, Ghazvinian *et al.* (2010) constate que le critère de Barton et Choubey (1977) peut significativement sous-estimer la résistance au cisaillement expérimentale de joints béton-béton. Haberfield et Seidel (1999) montrent aussi expérimentalement que les contacts roc-béton, pour une géométrie similaire, ont une résistance au cisaillement supérieure aux contacts roc-roc. Enfin, Champagne (2012) observe qu'à rugosité équivalente, les contacts béton-béton présentent un angle de friction plus élevés que les contacts roc-béton. Il est donc possible que la présence de différents matériaux amène à une modification de l'angle de friction de base $\phi_\mathrm{b}$ en plus d'une modification de la résistance des aspérités. En effet, Nasseri *et al.* (2007) montrent que la valeur de $\phi_\mathrm{b}$ d'une discontinuité est influencée par la composition en minéraux et la taille des cristaux qui constituent la roche l'entourant.

Par ailleurs, Hossaini *et al.* (2014) relèvent que peu d'études portent sur la relation entre les propriétés de déformabilité de la matrice rocheuse et la résistance au cisaillement de la discontinuité la traversant. C'est pourquoi Hossaini *et al.* (2014) résume les résultats de 110 essais au cisaillement, sur des joints répliqués en plâtre et en béton, comportant différentes valeurs de modules de Young, de rugosités, de résistances en compression et de contraintes normales appliquées. Ils démontrent alors qu'un accroissement de la déformabilité des aspérités augmente la résistance au cisaillement des discontinuités. C'est pourquoi Hossaini *et al.* (2014) proposent une nouvelle variante du modèle $JRC - JCS$ en incorporant le module de

Young de la matrice rocheuse. L'impact de l'élasticité s'explique du fait qu'une plus grande flexibilité des matériaux augmente la surface en contact à l'interface. Ceci permet alors de maximiser la dégradation des aspérités et d'atteindre des résistances de pointe plus élevées (Panagouli et Mistakidis 2010, NGuyen *et al.* 2014). L'importance du rôle du module de Young dans la résistance de discontinuités a été confirmée par plusieurs autres études (Seidel et Haberfield 2002a, Seidel et Haberfield 2002b, Haque et Kodikara 2012). Or, les propriétés du roc et du béton diffèrent généralement non seulement par leur résistance en compression, mais aussi par leur élasticité. La présence de différents matériaux le long du contact peut donc impacter la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation (Andjelkovic *et al.* 2015), illustrant ainsi leur caractère multi-physique spécifique.

### 3.3.2 Niveaux et variations des contraintes in-situ

Il est intéressant de noter que les contraintes normales le long des interfaces barrage-fondation sont généralement comprises entre 0,15 et 0,8 MPa (Ballivy *et al.* 2007, USACE 2007, Johansson 2009, Rousseau 2010, Moradian *et al.* 2010, Rousseau *et al.* 2011). Ce niveau de contraintes peut être retrouvé en analysant le comportement structural de barrages-poids typiques en tenant compte des sous-pressions. À titre d'illustration, la répartition des contraintes normales le long de l'interface barrage-fondation du plot montré à la Figure 3.20 (a) est évaluée en utilisant la Méthode Gravitaire (Leclerc *et al.* 2003). Une masse volumique de 2400 kg/m$^3$ est adoptée pour le béton, tandis que les sous-pressions sont déterminées selon les recommandations de l'USACE (1995). Un drain dont la galerie correspondante est située à 3 m de la face amont et 2 m au-dessus de l'interface barrage-fondation est considéré avec une efficacité de 66,6%. La Figure 3.20 (b) présente les contraintes normales à l'amont $\sigma_{\mathrm{n}}^{\mathrm{Up}}$, à l'aval $\sigma_{\mathrm{n}}^{\mathrm{Do}}$, et moyenne $\sigma_{\mathrm{n}}^{\mathrm{Av}}$ le long de l'interface barrage-fondation en fonction de la hauteur $H^{\mathrm{d}}$ du plot. Les résultats démontrent alors que les contraintes normales $\sigma_{\mathrm{n}}^{\mathrm{Av}}$, $\sigma_{\mathrm{n}}^{\mathrm{Up}}$ et $\sigma_{\mathrm{n}}^{\mathrm{Do}}$ restent inférieures à 0,45 MPa pour les plots n'excédant pas 46 m, 78 m et 41 m, respectivement. Ces niveaux de contraintes observables le long des interfaces barrage-fondation demeurent bien inférieurs à ceux observables dans le cadre d'applications en génie minier, lesquels peuvent être compris entre 0,5 et 15 MPa (e.g. Grasselli et Egger 2003, Park et Song 2009, Bahaaddini *et al.* 2013, Nguyen *et al.* 2014, Mehrishal *et al.* 2016, Yang *et al.* 2016, Fan *et al.* 2019, Morad *et al.* 2019, Zhu *et al.* 2019).

Selon Yang et Huang (1995), trois comportements des discontinuités rocheuses cisaillées sont observables suivant le niveau de contraintes normales $\sigma_{\mathrm{n}}$ : (i) $\sigma_{\mathrm{n}} \leqslant 1/12JCS$, la résistance au cisaillement du joint est essentiellement contrôlée par la friction et la dilation ; (ii) $1/12JCS \leqslant \sigma_{\mathrm{n}} \leqslant 1/3JCS$, la résistance au cisaillement du joint est essentiellement contrôlée

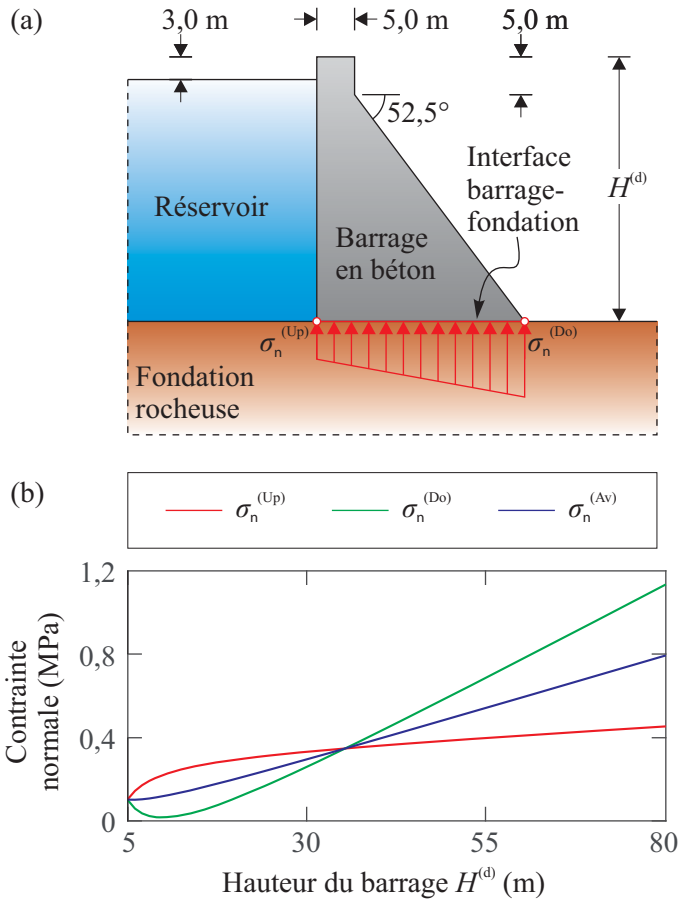



Figure 3.20 Détermination des contraintes normales se produisant le long de l'interface barrage-fondation d'un plot typique : (a) géométrie ; et (b) contraintes normales moyenne $\sigma_n^{Av}$, à l'amont $\sigma_n^{Up}$, et à l'aval $\sigma_n^{Do}$.

par la friction, la dilation et le cisaillement d'aspérités conjugués ; (iii) $1/3JCS \leqslant \sigma_{\mathrm{n}}$, la résistance au cisaillement du joint est essentiellement contrôlée par le cisaillement d'aspérités conjugués. Pour $JCS \geqslant 25$ MPa, on obtient $1/12JCS \geqslant 2{,}08$ MPa et $1/3JCS \geqslant 8{,}33$ MPa. Ainsi, Bahaaddini *et al.* (2015) et Gutiérrez *et al.* (2018) démontrent que la résistance au cisaillement d'un joint naturel est essentiellement contrôlée par le glissement des aspérités lorsque $\sigma_{\mathrm{n}} \leqslant 0{,}8$ MPa. À l'inverse, Wang et Lin (2018) démontrent expérimentalement la non-linéarité de l'enveloppe de rupture de discontinuités rocheuses pour $\sigma_{\mathrm{n}}$ compris entre 0,5 et 3 MPa. Or, les résistances en compression du béton et du roc, qui correspondent approximativement au $JCS$ dans le cas d'interfaces barrage-fondation, excèdent généralement 25 MPa (Fell *et al.* 2014). Compte tenu du niveau de contraintes normales le long des interfaces barrage-fondation, celles-ci auront donc tendance à rompre en cisaillement suivant le comportement (i), contrairement aux discontinuités rocheuses qui suivront plutôt le comportement (ii). Aussi, certains critères empiriques, tel que celui de Barton et Choubey (1977), perdent en précision à faibles niveaux de contraintes (Maksimović 1996, Singh et Basu 2018b). Des études complémentaires sont donc requises pour savoir si le niveau de contraintes normales au sein d'interfaces barrage-fondation remet en cause l'applicabilité des critères de rupture de discontinuités rocheuses précédemment présentés.

Enfin, il est important de noter que les joints de barrage peuvent rompre sous l'effet d'un séisme. Or, plusieurs travaux illustrent que la résistance d'un joint non-lié dépend de la vitesse et du nombre de cycles des mouvements de cisaillement (Lee *et al.* 2001, Jafari *et al.* 2003, Fathi *et al.* 2016, Morad *et al.* 2019). Cependant, ceux-ci se limitent le plus souvent à l'étude de contacts rugueux artificiels non-liés soumis à des chargements périodiques, dont l'amplitude, la fréquence et la durée peuvent substantiellement différer de celles d'un tremblement de terre. Des investigations complémentaires doivent donc encore être menées pour mieux comprendre le comportement dynamique en glissement des interfaces barrage-fondation.

### 3.3.3 Liaison chimique partielle

Les campagnes d'investigation antérieures menées sur des sites de barrage montrent que de la cohésion chimique $c$ peut être présente le long des interfaces barrage-fondation, laquelle accroit substantiellement leur résistance au cisaillement (Link 1969, McLean et Pierce 1988, EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo et Grass 1994, Ghosh 2010, Andjelkovic *et al.* 2015). En mécanique des roches, la vaste majorité des études antérieures ignorent la possible présence de cohésion chimique le long des discontinuités, notamment à cause de la difficulté à obtenir et tester un joint partiellement lié (Shang *et al.* 2018). Aussi, des travaux de recherche sont encore requis pour formuler et valider des critères de rupture tenant compte tant de la

rugosité que de la cohésion chimique le long du contact (Mouzannar *et al.* 2017).

Toutefois, l'ICOLD (2004) propose d'évaluer la résistance au cisaillement d'une interface barrage-fondation rugueuse et liée au moyen d'une adaptation du critère de Barton et Choubey (1977) donnée par

$$\tau_{\mathrm{p}} = \sigma_{\mathrm{n}} \tan\left[\phi_{\mathrm{r}} + JRC\log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_{\mathrm{n}}}\right)\right] + c \tag{3.35}$$

Par ailleurs, Tian *et al.* (2018) proposent une adaptation du critère de Grasselli *et al.* (2003) pour tenir compte du béton injecté au sein d'un joint rocheux rugueux, donnée par

$$\tau_{\mathrm{p}} = c_{\mathrm{b}} \exp\left(0,06\frac{\theta^*_{\max}}{C+1}\right) + \sigma_{\mathrm{n}} \tan\left[\phi_{\mathrm{b}} + \left(\frac{2}{1+\eta_{\mathrm{c}}}\right)^{0,3} \frac{\theta^*_{\max}}{C^{0,45}} \exp\left(-\frac{\sigma_{\mathrm{n}}}{JCS}C^{0,75}\right)\right] \tag{3.36}$$

où l'angle de friction de base $\phi_{\mathrm{b}}$ et la cohésion chimique $c_{\mathrm{b}}$ sont obtenus pour des contacts planaires entre le roc et le béton non-liés et liés, respectivement. Selon Tian *et al.* (2018), le cœfficient de résistance en compression $JCS$ est donné par

$$JCS = f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})} + \left(f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} - f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}\right)\left[\frac{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}}{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})} + f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}}\right]^{1,45} \tag{3.37}$$

où $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}$ et $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}$ sont respectivement les résistance en compression du roc et du béton. $\eta_{\mathrm{c}}$ correspond au degré de remplissage du joint par le béton et est donné par le ratio entre l'épaisseur de l'injection et l'amplitude maximale observable le long des aspérités du joint. Lorsque $\eta_{\mathrm{c}} \geqslant 1$, le joint se comporte comme un contact roc-béton rugueux et lié, et sa résistance au cisaillement est obtenue par (Tian *et al.* 2018)

$$\tau_{\mathrm{p}} = c_{\mathrm{b}} \exp\left(0,06\frac{\theta^*_{\max}}{C+1}\right) + \sigma_{\mathrm{n}} \tan\left[\phi_{\mathrm{b}} + \frac{\theta^*_{\max}}{C^{0,45}} \exp\left(-\frac{\sigma_{\mathrm{n}}}{JCS}C^{0,75}\right)\right] \tag{3.38}$$

Les deux modèles donnés par les Eqs. (3.35) et (3.38) constituent des pistes intéressantes pour évaluer le comportement des interfaces barrage-fondation. Cependant, ces équations manquent de validation expérimentale, tandis qu'en pratique la présence de liaison chimique le long des interfaces barrage-fondation est associée à une forte variabilité spatiale (Westberg Wilde et Johansson 2013). Or, Shang *et al.* (2018) démontrent expérimentalement et numériquement que la résistance au cisaillement d'un joint rocheux est significativement impactée par la répartition spatiale et la proportion des surfaces de contact liées. Moradian *et al.* (2012) arrivent à des conclusions similaires dans le cas de contacts roc-béton partiellement liés. Il

est donc déconseillé de considérer une interface complètement liée dans la mesure où cela risquerait de mener à une surestimation de la stabilité au glissement du barrage (Krounis *et al.* 2015).

Deux critères sont suggérés par Lo *et al.* (1990) et Dawson *et al.* (1998) dans la littérature pour estimer la résistance au cisaillement des joints partiellement liés. Contrairement au critère de Dawson *et al.* (1998), le modèle de Lo *et al.* (1990) permet de considérer l'effet de la rugosité par le biais de l'angle de dilation $i$ et peut être écrit sous la forme

$$\tau_{\mathrm{p}} = r_{\mathrm{L}}(\sigma_{\mathrm{n}} \tan(\phi_{\mathrm{i}}) + c) + (1 - r_{\mathrm{L}})(\sigma_{\mathrm{n}} \tan(\phi_{\mathrm{b}} + i)) \tag{3.39}$$

où $\phi_{\mathrm{i}}$ est l'angle de friction interne du joint parfaitement lié, et $r_{\mathrm{L}}$ est le ratio de surface liée par rapport à la surface totale du joint. Ce critère indique que pour une faible valeur de $\sigma_{\mathrm{n}}$, $\tau_{\mathrm{p}}$ sera essentiellement contrôlé par : $\tan(\phi_{\mathrm{b}} + i)$ pour un faible ratio $r_{\mathrm{L}}$ ; ou $c$ pour un haut ratio $r_{\mathrm{L}}$. Ceci correspond aux observations empiriques de Moradian *et al.* (2012). Le critère de Dawson *et al.* (1998) peut aussi être donné par l'Eq. (3.39) en considérant $i = 0$. Krounis *et al.* (2016) remarque qu'aucune vérification expérimentale de ces critères n'est disponible dans la littérature, et étudient donc une série d'essais de cisaillement sur des contacts roc-béton partiellement liés. La valeur de l'angle de dilatance $i$ y est notamment calculée au moyen du modèle de Johansson et Stille (2014) basé sur les paramètres présentés des Eqs. (3.15) à (3.29) issus des travaux de Grasselli *et al.* (2002, 2003). L'étude de Krounis *et al.* (2016) montre alors qu'une correspondance acceptable est obtenue entre les résultats expérimentaux et l'Eq. (3.39) suggérée par Lo *et al.* (1990). Krounis *et al.* (2016) observent aussi que le déplacement en cisaillement nécessaire pour atteindre la résistance de pointe est sensiblement le même pour les contacts liés et non-liés, i.e. inférieur à 1 mm. Il est donc cohérent de considérer que la cohésion chimique de la portion liée et la rugosité de la portion non-liée du joint sont mobilisées simultanément lors du cisaillement.

Cependant, certaines limitations sont associées au modèle de Lo *et al.* (1990). Ainsi, Mouzannar *et al.* (2017) montrent expérimentalement et numériquement que la rugosité influence la résistance au cisaillement du contact roc-béton même lorsque celui-ci est intégralement lié. Mohamad *et al.* (2015) démontrent de même que la cohésion associée à un contact béton-béton lié dépend significativement de sa rugosité. Mouzannar *et al.* (2017) observent deux types de rupture en cisaillement différents au sein de joints intégralement liés : (i) la rugosité est faible, le contact chimique rompt en cisaillement ; (ii) la rugosité est élevée, le contact chimique rompt en traction au niveau des pentes d'aspérités les plus fortes. Les

travaux de Krounis *et al.* (2016) et de Mouzannar *et al.* (2017) permettent donc de mieux comprendre l'importance de la présence d'une liaison chimique partielle combinée à la rugosité. Cependant, ces auteurs précisent bien l'importance de mener d'autres recherches pour continuer à valider et développer des critères de rupture applicables au cas spécifique des interfaces barrages-fondations, tout en tenant compte de paramètres supplémentaires tels l'effet d'échelle et la qualité d'emboitement.

Certaines études s'interrogent sur une possible corrélation entre la cohésion chimique $c$ et l'angle de friction $\phi$ utilisés pour modéliser la résistance en cisaillement des interfaces barrage-fondation (Krounis et Johansson 2011). Il est raisonnable de penser que la corrélation entre $c$ et $\phi$ pour un contact roc-béton idéalisé, i.e. planaire et parfaitement lié, sera semblable à celle observée pour la roche intacte (Krounis et Johansson 2011). Cependant, les travaux présentés au long de cette section suggèrent que la résistance au cisaillement d'interfaces barrage-fondation existantes partiellement liées est aussi influencée par d'autres paramètres tels la rugosité, le taux d'ouverture, l'emboitement et l'effet d'échelle. Il est donc clairement hasardeux, en pratique, de réduire à une simple corrélation statistique la relation entre $c$ et $\phi$ pour ces interfaces.

### 3.3.4 Infiltrations d'eau

La présence d'un réservoir à l'amont du barrage en béton implique des infiltrations d'eau le long des interfaces barrage-fondation dont la résistance au cisaillement peut alors être affectée. Ceci peut venir de deux phénomènes différents : (i) la présence d'eau génère des sous-pressions à l'interface qui réduisent les contraintes normales effectives ; (ii) la présence d'eau lubrifie le contact.

Le phénomène de sous-pression à l'interface barrage-fondation est identifié et connu depuis de nombreuses années (Wittke 1990). En effet, les sous-pressions sont une charge essentielle à prendre en compte pour évaluer la stabilité des barrages-poids et le $SSF$ correspondant (USACE 1995). Cependant, les formulations généralement employées pour déterminer la répartition des sous-pressions comportent certaines imprécisions. C'est pourquoi de nombreux travaux se consacrent à l'étude expérimentale et à la modélisation numérique détaillée des sous-pressions, en tenant compte de certains phénomènes complexes tels l'anisotropie des propriétés de la fondation, l'ouverture de fissures ou le mouvement dynamique du cisaillement (Wittke 1990, Slowik et Saouma 2000, Javanmardi *et al.* 2005, Alfano *et al.* 2006, Barpi et Valente 2007, Liu *et al.* 2011). Cependant, la vaste majorité des essais au cisaillement menés sur des contacts roc-béton n'incluent pas de sous-pression d'eau du fait de la complexité du

montage expérimental requis (e.g. EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo et Grass 1994, ICOLD 2004, Ghosh 2010, Rousseau 2010, Champagne 2012, Moradian *et al.* 2012, Eltervaag 2013, Gutiérrez 2013, Andjelkovic *et al.* 2015, Tian *et al.* 2015, Krounis *et al.* 2016, Mouzannar *et al.* 2017, Rullière *et al.* 2018). Aussi, la répartition des sous-pressions et la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation sont le plus souvent déterminées indépendamment l'une de l'autre.

Le phénomène de lubrification, i.e. de diminution de l'angle de friction par la présence d'eau à l'interface barrage-fondation, est beaucoup moins documenté. Aucune indication n'est donnée dans les normes à ce propos (Rochon-cyr et Léger 2009). Il n'est d'ailleurs pas clairement établi dans quelle mesure ce phénomène est indépendant de la présence de sous-pressions. Cependant, le phénomène de lubrification diffère des sous-pressions par l'échelle considérée : les sous-pressions concernent un système barrage-réservoir-fondation complet tandis que la lubrification peut survenir sur de petites portions d'interfaces saturées en eau. Ainsi, on observe que cette présence d'eau peut provoquer une diminution de la résistance au cisaillement, même avec des sous-pressions quasiment nulles. Plusieurs études expérimentales ont mise en évidence ce phénomène de lubrification (Coulson 1972, Nicholson 1983, Katani 1997, Olsson et Barton 2001, Rochon-cyr et Léger 2009, Zhao *et al.* 2017). Cependant, les processus d'interaction entre l'eau, le béton et le roc, ainsi que leurs conséquences, sont encore mal identifiés (Chen *et al.* 2014). Ainsi, Mehrishal *et al.* (2016) observent que la présence d'eau peut aussi augmenter la résistance au cisaillement par un phénomène de succion. En l'absence de documentation, une réduction de 1 à 5 degrés de l'angle de friction de base, telle préconisée par Nicholson (1983), peut être considérée pour tenir compte du phénomène de lubrification dû à une éventuelle présence d'eau au sein des interfaces barrage-fondation.

### 3.3.5 Conclusion sur les incertitudes liées au comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation

L'un des facteurs clefs de l'évaluation de la sécurité structurale d'un barrage en béton est l'estimation de la résistance au cisaillement de l'interface avec sa fondation. Il apparait que, malgré la multiplication des publications et des études expérimentales, les normes et recommandations pour les évaluations de sécurité au glissement des barrages en béton s'en tiennent aux hypothèses très simplificatrices précédemment citées. Cependant, de nombreux outils ont été développés en mécanique des roches pour mieux caractériser le comportement en cisaillement des discontinuités rocheuses. Ces outils incluent notamment :

– de nombreux critères de rupture non-linéaires permettant de prendre en compte divers

facteurs tels la rugosité ou la résistance en compression des aspérités, lesquels peuvent être reliés au critère M-C en utilisant la cohésion et l'angle de friction apparents ;
- de nombreuses techniques permettant de quantifier la rugosité ;
- plusieurs techniques permettant de caractériser la qualité d'emboitement.

Il est aussi intéressant de noter que de plus en plus d'études portant sur les discontinuités rocheuses ont recours à des méthodes numériques en complément d'essais expérimentaux.

Cependant, les interfaces barrage-fondation présentent plusieurs spécifités vis-à-vis d'une discontinuité rocheuse traditionnelle, lesquelles peuvent se résumer comme étant :

- la largeur des interfaces, laquelle peut excéder plusieurs dizaines de mètres ;
- la présence de deux matériaux, i.e. le béton et le roc, aux propriétés variables (résistance en compression, module de Young, minéralogie, etc.) ;
- le niveau de contraintes normales souvent plus faible qu'en génie minier ;
- la présence d'une liaison chimique partielle ;
- la lubrification due aux infiltrations d'eau.

Du fait du manque de données expérimentales concernant l'impact de ces spécificités, l'adapatation et l'emploi des outils de mécanique des roches pour évaluer la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation se heurte toujours à de fortes incertitudes. Dans ce contexte, cette thèse propose une caractérisation originale de l'effet de la rugosité et de l'emboitement sur la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation. Pour contourner les limitations des essais expérimentaux, plusieurs contacts roc-béton rugueux non-liés sont numérisés, modélisés et cisaillés à différentes échelles. La dernière section de cette revue de littérature discute de la pertinence des différentes méthodes numériques pouvant être employées pour la construction de modèles multi-échelles de contacts cisaillés. Par ailleurs, une description des différentes techniques permettant l'obtention de surfaces rugueuses de contact numérisées pour cette thèse est proposée en Annexe G.

## 3.4 Modélisation numérique de problèmes de contact

### 3.4.1 Problèmes de contacts industriels multi-échelles

L'étude de problèmes de contact est un domaine largement abordé en industrie, notamment pour analyser la finition microscopique, le comportement frictionnel et les éventuels dommages pouvant être subis par les interfaces rugueuses (Thompson et Thompson 2010).

Face aux possibilités limitées des essais expérimentaux et des évaluations empiriques, que ce soit en biomédical, en automobile, en aéronautique ou en mécanique des roches, de nombreuses études proposent d'employer des méthodes numériques pour analyser ces problèmes afin de mieux comprendre leurs mécanismes intrinsèques (Hyun *et al.* 2004, Pei *et al.* 2005, Park et Song 2009, Angadi *et al.* 2010, Anciaux et Molinari 2010, Jalalifar *et al.* 2010, Panagouli et Mistakidis 2010, Thompson et Thompson 2010, Shrivastava *et al.* 2012, Bahaaddini *et al.* 2013, Nguyen *et al.* 2014).

Parmi ces méthodes numériques, la FEM est devenue l'une des plus employée (Thompson et Thompson 2010). Profitant de l'augmentation des capacités computationnelles, de l'amélioration de la performance des algorithmes de calcul et des nouveaux outils métrologiques, de nombreuses études démontrent la capacité de la FEM à modéliser un problème de contact rugueux (Telliskivi et Olofsson 2001, Bucher *et al.* 2002, Hyun *et al.* 2004, Pei *et al.* 2005, Angadi *et al.* 2010, Panagouli et Mistakidis 2010, Thompson et Thompson 2010). Ces études consituent alors une source d'informations et de recommandations majeure quant à la manière de traiter les surfaces numérisées, de mailler les interfaces de contact, de définir les propriétés de matériaux et d'implémenter les conditions aux frontières. En outre, ces études ont, tantôt, utilisé des contacts générés au moyen de modèles fractals probabilistes (Pei *et al.* 2005, Panagouli et Mistakidis 2010), tantôt exploité des surfaces rugueuses existantes numérisées préalablement (Telliskivi et Olofsson 2001, Bucher *et al.* 2002). Certaines de ces études remarquent, par ailleurs, qu'il est préférable de modéliser en 3D les problèmes de contact rugueux plutôt qu'en 2D, même si le temps de calcul devient considérablement plus long (Walter *et al.* 2009, Thompson et Thompson 2010).

Il est intéressant de rappeler que la FEM est déjà couramment employée pour des analyses de stabilité de barrages (Alliard et Léger 2008, Arabshahi et Lotfi 2008, Bolzon 2010, Fell *et al.* 2014). Même si la FEM n'a pas été initialement développée pour analyser des problèmes discontinus, elle a été complété depuis par des algorithmes permettant efficacement de résoudre des problèmes de contact (Bathe et Chaudhary 1985, Eterovic et Bathe 1991). Dans ce contexte, il existe plusieurs avantages majeurs à l'emploi de la FEM (Thompson et Thompson 2010) :

- de par ses 60 ans d'histoire, la FEM est l'une des plus anciennes méthodes numériques de résolution de problèmes mécaniques, faisant d'elle une méthode polyvalente largement couverte par la littérature ;
- les logiciels commerciaux d'éléments finis ont été largement validés et employés pour

s'assurer de la précision des algorithmes ;
- la FEM est déjà largement répandue au sein des bureaux d'ingénierie industrielle, ce qui facilite la mise en application de nouvelles méthodologies l'employant.

Thompson et Thompson (2010), en réalisant leur état de l'art, proposent aussi quelques recommandations concernant l'emploi de la FEM pour analyser des problèmes de contact :

- il est parfois nécessaire de déterminer expérimentalement certaines propriétés du contact pour calibrer les modèles ;
- il est important de correctement optimiser le maillage car une densité trop élevée peut considérablement rallonger le temps de calcul sans pour autant améliorer la précision des résultats ;
- il peut être pertinent de laisser libre la rotation des interfaces afin d'améliorer la convergence de l'analyse au niveau du contact ;
- il est intéressant d'incorporer des matériaux bilinéaires pour éviter les concentrations de contraintes et améliorer la précision des résultats.

L'effet positif de l'incorporation de non-linéarités au sein des matériaux sur la convergence de l'algorithme de contact est aussi confirmé par d'autres études (Pei *et al.* 2005, Panagouli et Mistakidis 2010). En outre, Thompson et Thompson (2010) relèvent que ces non-linéarités ont peu d'impact sur le temps de calcul.

Plusieurs travaux développent aussi le concept de modèles numériques multi-échelles, notamment dans les domaines du biomédical et de l'automobile (Anciaux et Molinari 2009, Anciaux et Molinari 2010, Thompson et Thompson 2010, Angadi *et al.* 2010) : (i) une petite portion de l'interface de contact est modélisée en détail ; (ii) des lois de comportement simplifiées sont déduites de l'analyse de cette petite portion ; (iii) ces lois sont alors utilisées par des modèles de plus grandes dimensions avec moins de détails. Les analyses multi-échelles sont donc essentielles pour quantifier l'importance de paramètre ne pouvant être modélisés qu'à petite échelle sur des systèmes de plus grande échelle. Par exemple, Thompson et Thompson (2010) réalisent un modèle d'éléments finis multi-échelles d'un refroidisseur en aluminium d'un module de puissance : le modèle prend en compte tant la rugosité de la surface de l'ordre de quelques millimètres que la géométrie globale du système étudié dépassant les 200 mm. Dans ce cas précis, l'étude multi-échelles montre que la prise en compte de la rugosité locale modifie les résultats finaux d'environs 2% à 6%.

Il apparait alors pertinent de construire des modèles numériques multi-échelles d'interfaces barrage-fondation afin d'éclaircir les incertitudes liées à leur comportement en cisaillement évoquées précédemment. La FEM, qui a déjà démontré son efficacité pour les problèmes de contact en industrie et les analyses de stabilité de barrages, peut alors être envisagée pour poursuivre cette démarche originale. Il est intéressant de noter qu'aucune étude de la littérature ne semble aborder le développement de modèles numériques multi-échelles dans le cadre d'interfaces barrage-fondation ou de discontinuités rocheuses, lesquelles, pour rappel, présentent de fortes similitudes. Cependant, Jing (2003) relève un intérêt croissant pour la possibilité d'un modèle multi-échelles en mécanique des roches, notamment du fait que conduire des essais in-situ de grande échelle est très onéreux. Par ailleurs, bien que restreintes à des dimensions inférieures à 400 mm, quelques études investiguent numériquement la possible présence d'effet d'échelle le long de discontinuités rocheuses (Bahaaddini *et al.* 2014, Lambert et Coll 2014), tel qu'illustré à la Figure 3.18. La section suivante présente les méthodes numériques pouvant permettre la modélisation d'un tel contact.

### 3.4.2 Modélisation numérique de discontinuités rocheuses cisaillées

#### Généralités

L'emploi de modèles numériques, en mécanique des roches, est une pratique de plus en plus courante grâce à sa capacité de résoudre des analyses de stabilité ayant des conditions complexes (Brown 1987). Il existe deux types majeurs de méthodes numériques en mécanique des roches pouvant modéliser un problème comportant des discontinuités rocheuses (Jing 2003, Bobet *et al.* 2009) : (i) les méthodes continues (Crouch et Starfield 1983, Pietruszczak et Pande 1989) pouvant utiliser des éléments de contact spécifiques (Bathe et Chaudhary 1985, Pande *et al.* 1990, Eterovic et Bathe 1991, Beer et Watson 1992, Jing 2003, Riahi *et al.* 2010, Thompson et Thompson 2010) ; et (ii) les méthodes discrètes (Cundall 1980, 1988). Il appartient alors au géotechnicien de choisir laquelle est la mieux adaptée en se basant sur son jugement d'expert et les données expérimentales disponibles (Jing 2003).

#### Méthodes continues modélisant une discontinuité rocheuse

Il parfois nécessaire, pour résoudre certains problèmes, de subdiviser indéfiniment leurs domaines afin de décrire localement leurs comportements sous forme d'équations différentielles (Jing 2003, Bobet *et al.* 2009). Ceci est notamment possible grâce à la notion mathématique de division infinitésimale. Ces problèmes sont dits continus et disposent d'une infinité de degrés de liberté. Afin de résoudre numériquement de tels problèmes, ceux-ci sont le plus souvent subdivisés en un nombre finis de sous-domaines dont le comportement local

est approximé par un comportement mathématique simplifié avec un nombre fini de degrés de liberté. Ces sous-domaines doivent satisfaire tant les conditions de continuités avec leurs voisins que les équations différentielles qui régissent le problème. Il est dit dans ce cas que le problème étudié est discrétisé : le système continu comportant initialement un nombre infini de degrés de liberté est approximé par un système discret avec un nombre fini de degrés de liberté. À priori, un matériau étudié sous forme d'un problème continu ne peut pas se déchirer en plusieurs fragments discontinus. Il existe trois types majeurs de méthodes continues : la méthode d'éléments aux frontières, la FDM et la FEM.

La formulation initiale de la FDM et de la FEM ne permettaient pas la prise en compte de médias infinis. C'est pourquoi, notamment en mécanique des roches, la méthode d'éléments aux frontières a été développée. Celle-ci consiste à discrétiser le système étudié seulement à ses frontières, réduisant ainsi la dimension du problème. Cette méthode permet alors de modéliser efficacement un tunnel, constituant la frontière, dans un média rocheux quasi-infini (Jing 2003). Cependant le manque de polyvalence de cette formulation fait qu'elle demeure relativement marginale vis à vis des deux autres méthodes continues.

La FDM approxime directement les équations différentielles régissant le problème en remplaçant les dérivées partielles par des différences finis. Celles-ci sont déduites d'une grille - pouvant être irrégulière - imposée initialement sur l'ensemble du domaine du problème. Cette grille doit être suffisamment raffinée afin de minimiser l'erreur introduite et de disposer d'un grand nombre de points de résultat. En effet, par défaut, aucune fonction d'interpolation ne permet d'approximer les équations différentiels entre ces points. Cela dit, l'emploi de la FDM est largement répandue en ingénierie civil, notamment grâce au logiciel commercial FLAC (Jing 2003, Bobet *et al.* 2009, Wheel 1996, ITASCA 1993).

La FEM repose sur la subdivision du domaine du problème en sous-domaines nommés éléments, lesquels ont une forme standardisée (Jing 2003, Bobet *et al.* 2009). Des fonctions polynomiales sont utilisées pour approximer les équations différentielles au niveau des éléments. Les degrés de liberté locaux sont ensuite assemblés suivant les relations géométriques liant les nœuds des éléments afin de produire un système d'équations algébriques dont la solution répond au problème étudié. Disposant de nombreux codes commerciaux au développement abouti et validé (Zienkiewicz 1977, Bath 2006, Thompson et Thompson 2010), la FEM est aujourd'hui la méthode numérique la plus employée en ingénierie.

Selon Jing (2003), la FEM dispose aussi de plusieurs avantages en mécanique des roches :

(i) elle modélise efficacement l'hétérogénéité et la non-linéarité des matériaux ; (ii) sa formulation initiale permet de tenir compte des particularités géométriques d'un problème ; (iii) elle s'adapte efficacement aux problèmes dynamiques ; (iv) elle peut tenir compte de conditions aux frontières particulières. En effet, des travaux d'approfondissement ont permis de grandement augmenter la polyvalence de la FEM. Ainsi, des éléments permettant de modéliser un domaine infini ont été introduits par Zienkiewicz (1983) tandis que des éléments de contact spécifiques ont été développés pour tenir compte de discontinuités (Bathe et Chaudhary 1985, Eterovic et Bathe 1991, Bobet *et al.* 2009). Notons que, grâce à certains travaux, la FDM a considérablement rattrapé son retard sur la FEM pour atteindre une polyvalence quasi-équivalente (ITASCA 1993, Fallah *et al.* 2000). Il est aussi possible de construire des modèles employant la FDM au moyen de maillages issus de la FEM (Bailey et Cross 1995). Le choix de l'une des deux méthodes est donc plus souvent économique que technologique.

Plusieurs études modélisent numériquement le comportement en cisaillement de discontinuités rocheuses rugueuses au moyen de méthodes continues. Ainsi, NGuyen *et al.* (2014) proposent une procédure combinant le cisaillement en laboratoire d'un éponte à la rugosité aléatoire et la reproduction numérique de l'essai au moyen de la FDM (logiciel FLAC 3D), tel qu'illustré à la Figure 3.21. Le critère de rupture de Mohr-Coulomb 3D est utilisé pour la roche intacte tandis que de la friction basique est considérée localement à l'interface de contact. La méthode employée démontre alors une très bonne correspondance entre les résultats expérimentaux et numériques, ce qui permet d'obtenir une interprétation plus approfondie du comportement en cisaillement de la discontinuité. L'étude met très clairement en évidence l'effet de la répartition et de la taille des ouvertures au contact sur sa résistance. Des essais en cisaillement menés sur des discontinuités rocheuses au moyen de la FDM (logiciel FLAC 3D) sont aussi modélisés par Fan *et al.* (2019). Encore une fois, les résultats expérimentaux et numériques montrent une très bonne concordance. En outre, Fan *et al.* (2019) démontrent que les zones endommagées par le cisaillement au sein des modèles numériques sont consistantes avec celles observées expérimentalement. Enfin, les études de Haque et Kodikara (2012) et de Lin *et al.* (2012) constituent d'autres exemples d'emploi de la FDM pour modéliser efficacement un contact en mécanique des roches.

Plusieurs exemples de modélisation de discontinuités rocheuses au moyen de la FEM sont aussi disponibles. Ainsi, Meier et Bock (2014) proposent, au moyen du logiciel ABAQUS (FEM) une analyse de la stabilité d'un bloc rocheux sur un dévers naturel se dilatant thermiquement sous l'effet du temps et de la météo. Il est notable que la rugosité considérée à l'interface roc-roc par cette étude demeure grossière du fait de l'échelle du bloc modélisé

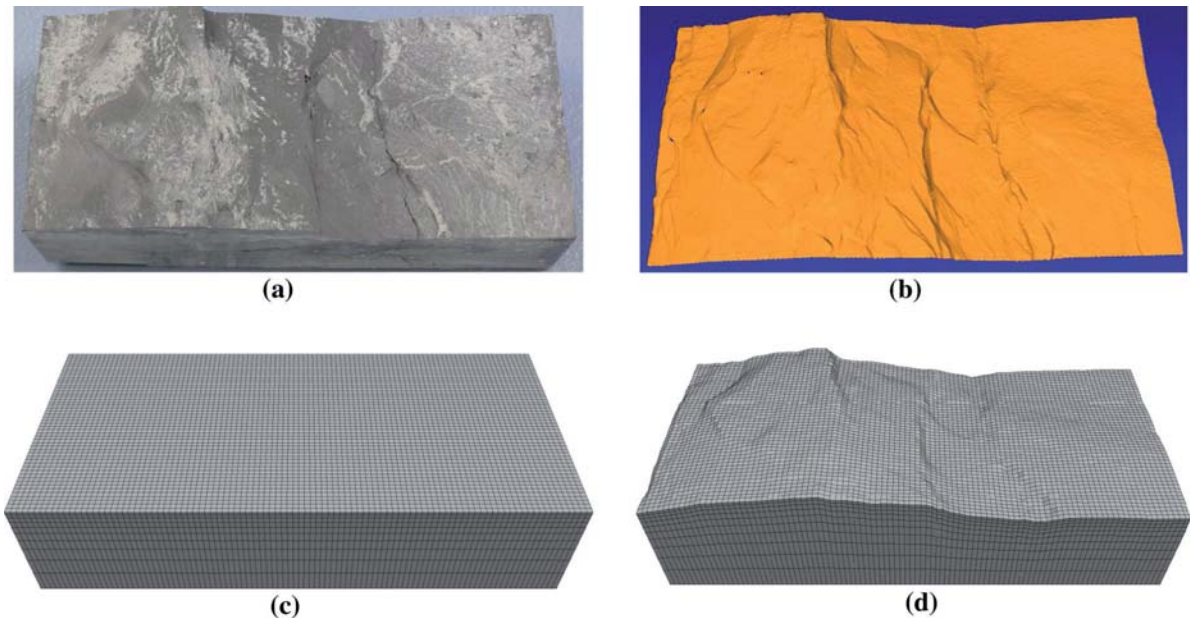



Figure 3.21 Modélisation d'une surface rugueuse au moyen d'une méthode continue : (a) échantillon de roc ; (b) surface numérisée ; (c) maillage surfacique plat ; et (d) maillage surfacique rugueux, tiré de NGuyen *et al.* (2014).

(plusieurs mètres). Nouilletas *et al.* (2013) proposent un modèle d'éléments finis 2D reproduisant le cisaillement d'un contact artificiel béton-béton préalablement digitalisé en utilisant le logiciel CAST3M. Une bonne correspondance est alors obtenue entre les résultats expérimentaux et numériques, lesquels mettent en évidence l'effet de la rugosité. Notons que le modèle emploie pour la roche intacte le critère de Drucker-Prager. Nouailletas (2013) propose aussi une ébauche de modèle 3D, cependant celle-ci demeure non-aboutie. D'autres études utilisent la FEM pour modéliser des joints de barrages aux géométries simplifiées cisaillés (Eltervaag 2013, Mouzannar *et al.* 2017). L'ensemble de ces études démontre alors la faisabilité de l'emploi de méthodes continues, et notamment la FEM, pour développer des modèles multi-échelles d'interfaces barrage-fondation. En outre, il est intéressant de noter que les modèles de Mouzannar *et al.* (2017) tiennent non seulement compte de la rugosité mais aussi d'une liaison chimique le long du contact.

### Méthodes discrètes modélisant une discontinuité rocheuse

La DEM constitue la méthode discrète la plus répandue (Jing 2003, Bobet *et al.* 2009, Gasc-Barbier et Guittard 2009) initiée par Cundall (1980, 1988) avec notamment les logiciels commerciaux UDEC, 3DEC, PFC et PFC3D (ITASCA 1994, ITASCA 1995). La DEM, comparativement aux méthodes continues, demeure relativement récente, et a été initialement

conçue, notamment en mécanique des roches, pour étudier le comportement de médias hautement fracturés. Pour se faire, la résolution d'un problème par la DEM repose sur quatre principes : (i) le matériau présentant des discontinuités est modélisé en étant découpé en un nombre fini de blocs séparés par un réseau de contacts ; (ii) ces blocs sont traités indépendamment au moyen de méthodes continues (FEM ou FDM), ils peuvent être rigides ou déformables ; (iii) les équations de contact inter-blocs sont régies par un modèle constitutif spécifique et sont continuellement mises à jour durant le processus de déformation ; (iv) le comportement général du système est obtenu en résolvant les équations du mouvement de ces blocs par détection et traitement de tout contact. Ces blocs peuvent aussi être modélisés comme des particules sphériques reliées par des ressorts et de la friction lorsque leur forme est granulaire, en utilisant par exemple les logiciels PFC ou PFC3D (ITASCA 1995). Ces caractéristiques font de la DEM une méthode fort appréciée pour la modélisation de la fracturation progressive ou du dynamitage de massifs rocheux, mais aussi pour la reproduction numérique d'essais de résistance menés en laboratoire afin d'affiner un modèle constitutif (Jing 2003, Gasc-Barbier et Guittard 2009), notamment en modélisant la minéralogie des roches (Jing 2003, Abdelaziz *et al.* 2018).

En étant perfectionnée d'année en année, la DEM devient de plus en plus employée en mécanique des roches, notamment pour étudier l'effet des discontinuités sur la stabilité des massifs rocheux (Karami et Stead 2008, Gasc-Barbier et Guittard 2009, Scholtès et Donzé 2012, Dotta *et al.* 2017, Calvetti *et al.* 2019). De ce fait, un certain nombre d'études s'est logiquement concentré sur la modélisation numérique de discontinuités rocheuses cisaillées au moyen de la DEM. Initialement, plusieurs publication se sont intéressées au cas simpliste du cisaillement d'une interface en dents de scie, comme Indraratna et Haque (2000) qui comparent et valident leur modèle utilisant le logiciel UDEC au regard de résultats expérimentaux. La capacité de la DEM à modéliser des interfaces rugueuses cisaillées non-liées est, par la suite, largement démontrée notamment grâce au logiciel PFC3D (Cundall 2000, Wang *et al.* 2003, Park et Song 2009, Bahaaddini *et al.* 2014, Lambert et Coll 2014, Gutiérrez *et al.* 2018). Les travaux de Shang *et al.* (2018) prouvent aussi que cette méthode peut modéliser efficacement un contact partiellement lié.

Néanmoins, bien que performant, l'emploi de la DEM pour modéliser un contact rugueux requiert certaines précautions. Ainsi Park *et al.* (2009) démontre la difficulté des modèles à particules, utilisant le logiciel PFC3D, à respecter la rugosité de l'interface originelle, ce qui induit notamment des sur-contraintes artificielles au contact. C'est pourquoi plusieurs études proposent de nouveaux algorithmes adaptés à la DEM permettant d'outrepasser ce problème

(Bahaaddini *et al.* 2013, Lambert et Coll 2014). En particulier, Bahaaddini *et al.* (2013) modélisent en deux dimensions, au moyen de PFC2D, des discontinuités rocheuses, soit en dents de scie, soit avec rugosité aléatoire, qu'ils comparent respectivement aux modèles LADAR et *JRC-JCS*. S'il est regrettable qu'aucune comparaison avec des essais expérimentaux ne soit faite, cette étude présente l'avantage d'illustrer explicitement les modes de rupture fragiles des aspérités lors du cisaillement, tel que montré à la Figure 3.22.

Par ailleurs, Gasc-Barbier et Guittard (2009) relèvent, en modélisant une discontinuité cisaillée avec le logiciel UDEC, l'importance de calibrer les valeurs des propriétés mécaniques implémentées afin d'obtenir une bonne concordance entre les résultats expérimentaux et numériques. À ce sujet, Kazerani *et al.* (2012) proposent une méthode rigoureuse d'étalonnage de modèles employant la DEM vis à vis de données expérimentales. Pour se faire ils modélisent des essais de compression et des essais brésiliens au moyen du logiciel UDEC qu'ils comparent ensuite aux résultats de laboratoire. Une fois les données acquises, ils modélisent et réalisent un essai de cisaillement sur une discontinuité simple en dents de scie. Gutiérrez *et al.* (2018) montrent qu'une démarche de calibration similaire doit aussi être employée pour modéliser un contact roc-béton en dents de scie. Celle-ci permet alors d'obtenir une concordance prometteuse entre résultats expérimentaux et numériques. Toutefois, il est, à ce stade, important de noter la lourdeur de ce type de démarche de calibration.

**Discussion des avantages des différentes méthodes numériques pour la modélisation d'une discontinuité**

Deux grandes familles de méthodes numériques sont employables pour la modélisation d'une discontinuité : les méthodes continues (dont on retient la FEM et la FDM jugées équivalentes) et les méthodes discrètes (DEM). Cette section discute des éventuels avantages d'une méthode par rapport à une autre pour développer des modèles multi-échelles. L'inconvénient initial des méthodes continues réside dans leur définition propre : celles-ci, dans leur forme la plus basique, ne peuvent modéliser l'ouverture et le détachement de blocs. C'est d'ailleurs la raison initiale pour laquelle a été développée la DEM (Jing 2003, Bobet *et al.* 2009, Gasc-Barbier et Guittard 2009). Toutefois, l'introduction d'éléments de contact en FEM et FDM rend quasiment caduque cette observation, comme le démontrent plusieurs exemples de la littérature (e.g. NGuyen *et al.* 2014, Eltervaag 2013, Mouzannar *et al.* 2017). Ainsi, la principale différence entre méthodes continues et discrètes demeure que les interfaces de contact doivent être prédéfinies pour les premières tandis qu'elles font parties de la nature intrinsèque des secondes. On notera que l'interface de rupture est aisément prédictible dans le cas d'une interface barrage-fondation non-liée, surtout si les matériaux ne s'effritent pas.

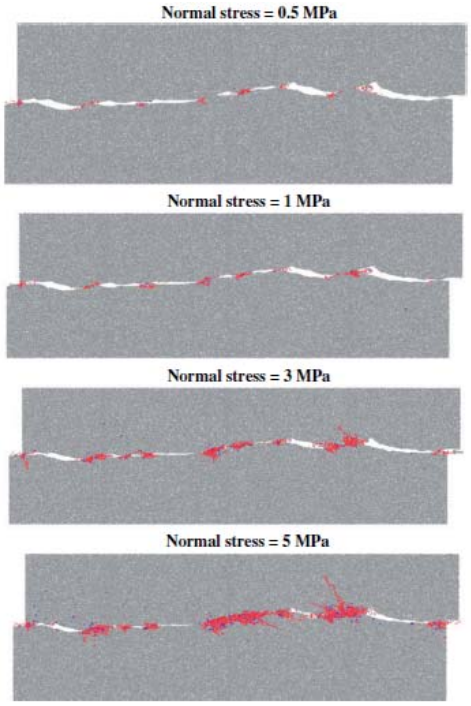



Figure 3.22 Illustration au moyen de la DEM de l'effet de la contrainte normale sur la dégradation des aspérités d'un profil type proposé par Barton et Choubey (1977), pour $JRC$ = 16-18 et $\delta_{\mathrm{s}} = 3$ mm, tiré de Bahaaddini *et al.* (2013).

Enfin, il est intéressant de relever que certaines technologies sont en cours de développement afin de permettre l'apparition de contact non prédéfinis au sein de modèles d'éléments finies, tels que le logiciel ELFEN hybridant FEM et DEM (Karami et Stead 2008), ou la méthode des éléments finis étendue (XFEM) permettant la propagation de fissures sans mise à jour manuelle du maillage du modèle (e.g. Cheng et Zhou 2018, Gibert *et al.* 2019).

Un autre inconvénient mineur peut apparaitre pour la FEM : l'ajout de nombreux éléments de contact peut fortement dénaturer la matrice de rigidité globale du système, empêchant ainsi une bonne convergence du problème déjà handicapée par de grands déplacements (Jing 2003). Un grand soin doit aussi être porté au maillage dont toute distorsion est à prohiber afin de s'assurer qu'aucun verrouillage ni instabilité numérique ne survienne. Aussi, l'obtention d'une solution finale avec la DEM parait donc plus simple. Cependant, rien ne garantit, en l'absence de calibration et de validation expérimentales, que celle-ci ne modélise adéquatement les phénomènes physiques existants. La Figure 3.23 illustre le type de méthode recommandée suivant différents cas de fracturation des matériaux (Jing 2003). Cette Figure montre alors que les méthodes tant continues que discrètes peuvent être employées pour modéliser un barrage traversé par quelques discontinuités (Figure 3.23 (b)). Il est aussi intéressant de noter qu'en mécanique des roches, la notion de matériau discontinu est très relative car dépendante de l'échelle du problème analysé. Ainsi, une roche hautement fracturée sera considérée à petite échelle, discontinue, et à grande échelle, continue (une densité élevée de fracturation impliquant une répartition homogène de celle-ci).

Riah *et al.* (2010) comparent d'un point de vue mathématique les équations d'un modèle employant la FEM avec des éléments de contact préexistants avec un modèle employant la DEM. Ils concluent que ces deux méthodes aboutissent à des résultats fortement similaires, avec chacune leurs avantages. Ainsi, il apparait que les grands déplacements sont mieux supportés par un modèle employant la DEM. En revanche l'emploi de la FEM pour réaliser des analyses paramétriques, notamment concernant la position des plans de rupture, parait beaucoup plus pertinent en raison de temps d'analyse considérablement plus faibles.

Il n'existe donc aucun avantage absolu entre les méthodes continues et discrètes (Jing 2003, Bobet *et al.* 2009, Riah *et al.* 2010). Riah *et al.* (2010) notent d'ailleurs que les différences résident surtout dans l'optimisation des algorithmes de calcul. Certes, la DEM présente de nombreux avantages séduisants : (i) elle ne nécessite pas la prédéfinition des plans de rupture ; (ii) sa convergence n'est pas affectée par de grands déplacements ni par l'apparition de nombreuses zones fracturées ; et (iii) elle permet de modéliser la minéralogie d'une roche.

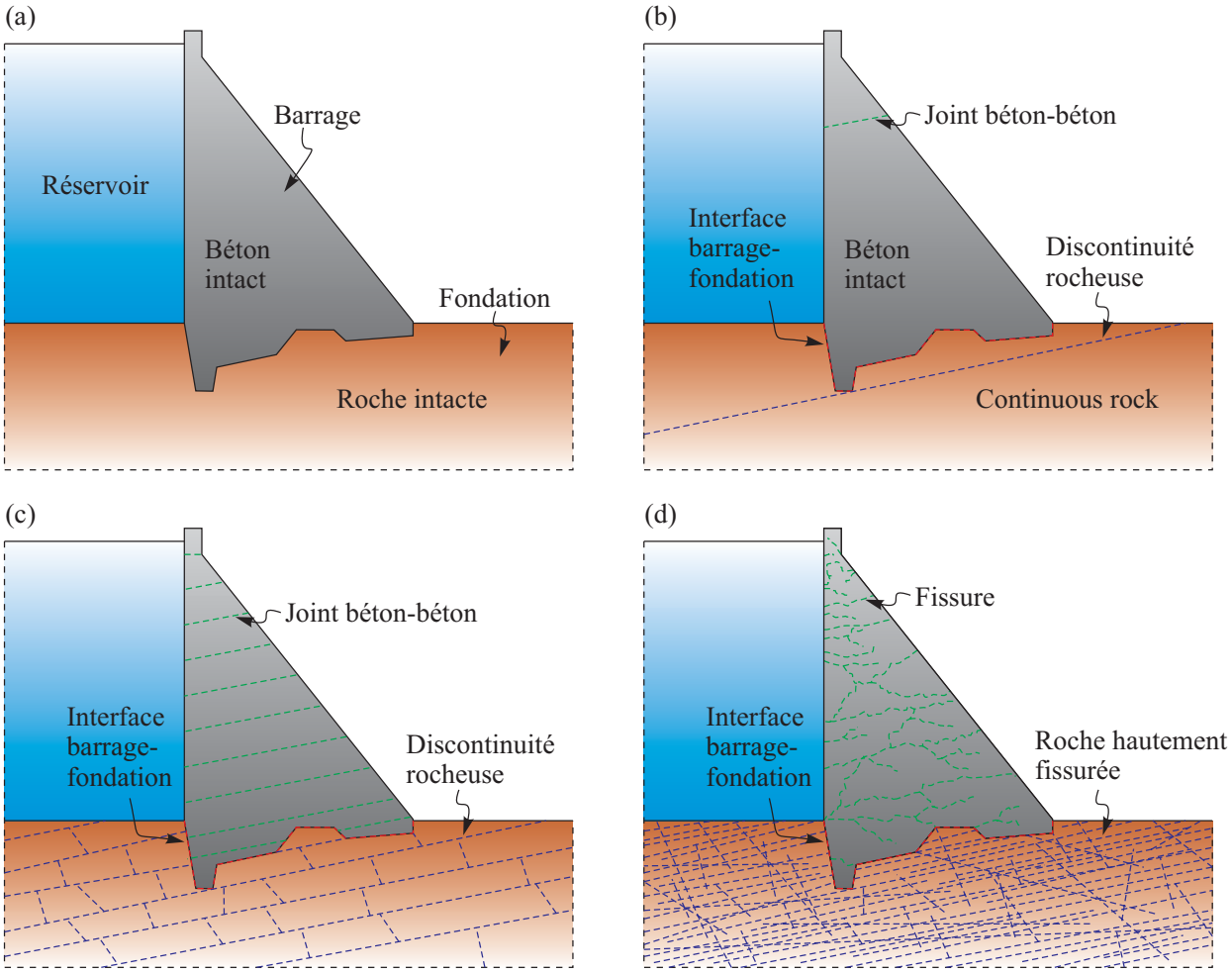



Figure 3.23 Méthodes numériques pertinentes à employer suivant l'état de fissuration d'un système barrage-fondation : (a) méthode continue ; (b) méthode continue avec éléments de contact ou méthode discrète ; (c) méthode discrète ; et (d) méthode continue avec propriétés de roche équivalente, adapté de Jing (2003).

La DEM est donc très adaptée à la modélisation de discontinuités cisaillées friables ou avec un matériau de remplissage. Cependant, son utilisation nécessite de lourdes procédures de calibration (Indraratna et Haque 2000, Gasc-Barbier et Guittard 2009, Kazerani *et al.* 2012), notamment pour correctement modéliser la géométrie de la rugosité (Park et Song 2009). En outre, sa flexibilité est très couteuse en termes de ressources informatiques et de durée d'analyses nécessaires. Aussi, les méthodes continues, dont fait partie la FEM, demeurent une alternative acceptable, notamment pour mener des analyses paramétriques, ou tenir compte de certains phénomènes multi-physiques tels l'interaction fluide-structure. Dans le cas d'un contact propre entre le béton et la roche, il apparait donc acceptable d'employer tant la FEM ou la FDM que la DEM : le choix de la méthode numérique relève donc plus du besoin de l'utilisateur que de contraintes technologiques.

Au-delà de cette discussion sur les avantages et inconvénients de chaque méthode numérique employée, il est clair que le rôle de celles-ci tend à s'élargir, tant elles permettent, en modélisant le cisaillement d'une discontinuité, de mieux appréhender les mécanismes intrinsèques à celui-ci. Toutefois, il est important de rappeler que, quel que soit le niveau de perfectionnement déployé, tout modèle numérique ou analytique doit être validé au regard de résultats expérimentaux tant l'extrapolation d'analyses peut mener à des interprétations erronées (Thiel et Zabuski 1996, Haberfield et Seidel 1999, Indraratna et Haque 2000, Jing 2003, Gasc-Barbier et Guittard 2009).

### 3.4.3 Conclusion sur la faisabilité d'un modèle multi-échelles d'interfaces barrage-fondation

Ce projet propose de caractériser l'effet de la rugosité et de l'emboitement sur la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation au moyen d'une étude numérique multi-échelles. À ce jour, aucune étude de ce type n'a été encore menée sur ces interfaces. Le profilomètre laser et les techniques de LiDAR et de bathymétrie sont sélectionnées afin d'obtenir des géométries de contact réalistes (voir Annexe G). Cet état de l'art montre alors que de telles géométries peuvent être implémentées dans des modèles utilisant la FEM, la FDM ou la DEM pour modéliser un contact roc-béton rugueux cisaillé (Haque et Kodikara 2012, Eltervaag 2013, Mouzannar *et al.* 2017, Gutiérrez *et al.* 2018). Il n'existe aucun avantage absolu entre ces méthodes. Cependant, la FEM est déjà couramment employée pour mener des analyses non-linéaires de stabilité au glissement des barrages. Cette méthode est donc sélectionnée pour la réalisation des modèles numériques multi-échelles d'interface barrage-fondation. Il est enfin important de noter que l'ensemble des publications se consacrant à la modélisation de contacts roc-béton (Haque et Kodikara 2012, Eltervaag 2013, Mouzannar *et*

*al.* 2017, Gutiérrez *et al.* 2018) se restreignent à des géométries 2D simplifiées. Aucune de ces études ne propose une procédure rigoureuse pour implémenter la géométrie d'un contact roc-béton naturel au sein d'un modèle numérique. Cette revue de littérature démontre donc l'intérêt, l'originalité et la faisabilité du projet de recherche présenté au long de cette thèse.

# CHAPITRE 4 ARTICLE 1 : CRITICAL APPRAISAL OF COMMON SIMPLIFIED ASSUMPTIONS IN SEISMIC STABILITY ANALYSES OF GRAVITY DAMS

**Sylvain Renaud, Najib Bouaanani and Benjamin Miquel**

Paper published in Journal of Performance of Constructed Facilities, Volume 30, Issue 5, February 2016. DOI : 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000843.
Submitted March 01, 2015. Accepted September 28, 2015.

## 4.1 Abstract

In practical seismic stability analyses of gravity dams, it is common to : (i) oversimplify irregular dam-rock interfaces, (ii) neglect the effects of cohesion and tension strength, and (iii) ignore the effects of vertical ground accelerations. In this paper, a critical appraisal of such simplifying assumptions is proposed. For this purpose, an efficient procedure for dam seismic stability analysis not requiring the above-mentioned assumptions is first proposed. The developed technique is applied to investigate the seismic stability of an existing gravity dam with a stepped dam-rock foundation. The response of the dam is studied under the effects of two earthquakes differing by their frequency contents. The resulting stresses at the dam-rock interface, sliding safety factors, crack lengths and residual displacements are examined. Detailed discussion of the effects of dam-rock geometry, mechanical properties at dam-rock interface and vertical seismic component is presented. It is mainly shown that a simplified dam-rock geometry should be used with caution as it may lead to inaccurate results for the dam sliding safety factor and residual displacement. The results also emphasize the importance of cohesion, tensile strength, and friction in dam seismic stability assessment. The sensitivity of stress distributions at dam-rock interface to ground accelerations is illustrated. The sliding safety factor is found to be practically insensitive to the vertical seismic component, while dam residual displacements are more affected.

## 4.2 Introduction

Concrete dam joints, including dam-rock interface, are generally considered as weak planes where cracks may develop during extreme loads such as earthquakes (Nuss *et al.* 2012). One of the probable failure modes of a concrete gravity-dam is indeed the sliding of monoliths over the joints. In most cases, dam-rock interface is the weakest joint (Lo and Grass 1994). The Mohr-Coulomb criterion including cohesion and friction at dam-rock interface has been widely used in the literature to evaluate the seismic stability of concrete dams (United States Army Corps of Engineers - USACE 2007, Alliard and Léger 2008, Arabshahi and Lotfi 2008, Bolzon 2010). This criterion is also recommended by most guidelines to assess the sliding stability of concrete gravity dams over joints using the gravity method (USACE 1995, Federal Energy Regulatory Commission - FERC 2002, Canadian Dam Association - CDA 2006, French Commission on Large Dams - FRCOLD 2008, United States Bureau of Reclamation - USBR 2009). According to this method, determination of the Sliding Safety Factor $SSF$ assumes a linear distribution of vertical stresses on weak joints, which are simplified as unique planes corresponding to possible failure modes. This simplified approach has been proven practical and valid for dam monoliths with conventional geometries, not including irregular or stepped dam-rock interfaces which are very common in actual dam projects. However, the gravity method does not allow for an accurate modeling of irregular dam-rock interface geometries (FERC 2002, USBR 2009, FRCOLD 2008) unless such interfaces are substituted by simplified failure planes. The validity of dam seismic stability analyses depends then on the appropriate selection of the weak planes along which sliding is anticipated.

There is also uncertainty about the values of cohesion $c$, tensile strength $f_{\mathrm{t}}$, and friction angle $\phi$ to be considered for sliding safety assessment of gravity dams. If no information about dam-rock interface is available, most guidelines assume the conservative case of an unbonded contact between the dam and its foundation, i.e. null cohesion and tensile strength, $c = f_{\mathrm{t}} = 0$ (FERC 2000, International Commission on Large Dams - ICOLD 2004, CDA 2006). This assumption may lead to conservative results as experimental tests on sample cores including dam-rock interfaces showed that cohesion and tensile strength can be of the order of 1 MPa or more (Electric Power Research Institute - EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo *et al.* 1991b, Lo and Grass 1994). Finally, a friction angle of $\phi = 55^{\mathrm{o}}$ is generally considered in dam seismic stability analyses, although experimental studied reported friction angles close to $35^{\mathrm{o}}$ at unbounded dam-rock interfaces (EPRI 1992, ICOLD 2004). In this context, it is recommended to conduct parametric analyses to evaluate the effects of variations in cohesion, tensile strength and friction on the seismic stability of dams with irregular

dam-rock interfaces. However, such analyses require specialized software less commonly used by practicing dam engineers.

Modeling complexities and lack of experimental evidence motivate simplifying assumptions that are commonly adopted in practical seismic stability analyses of gravity dams. These mainly consist of : (i) oversimplifying irregular dam-rock interfaces, (ii) neglecting the effects of cohesion and tension strength, and (iii) ignoring the effects of vertical ground accelerations. In this paper, a critical assessment of such simplifying assumptions is presented. For this purpose, an original and efficient technique to assess the seismic stability of gravity dams with irregular dam-rock interfaces is first developed, while accounting for the effects of friction, cohesion, and tensile strength. The proposed procedure is applied to an actual gravity dam monolith laying on a stepped dam-rock foundation. Then, detailed discussions of the effects of dam-rock geometric irregularity on the seismic response and stability of the studied gravity dam are presented, as well as the influence of the mechanical properties at dam-rock interface and vertical earthquake component.

## 4.3 Proposed method

### 4.3.1 Basic assumptions

A dam-reservoir-foundation system as illustrated in Figure 4.1 is considered. Water is assumed incompressible and hydrodynamic loads are included using Westergaard added-masses formulation (Westergaard 1933). As recommended by most guidelines (Australian National Committee on Large Dams - ANCOLD 1998, USACE 1995, FERC 2002, CDA 2006), uplift-pressures are assumed constant during earthquake shaking, independently of possible cracking. The foundation is assumed massless and infinitely rigid. Non-linearities are localized at concrete-rock interface to investigate the stability of the dam against sliding along this interface. Although some coupling between cohesion and tensile strength at dam-rock interfaces has been found (ICOLD 2004, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo *et al.* 1991b, Lo and Grass 1994), the modeling approach proposed in this work assumes that these two parameters are independent. The motivation behind this assumption is to give the analyst the freedom to specify independent values for cohesion and tensile strength, eg. in case of available experimental data, or to select the level of coupling that best suits the dam being investigated. However such flexibility calls for caution from the analyst who bears the responsibility of appropriately selecting analysis parameters and assessing the conservatism or unconservatism of the obtained results with respect to safety evaluation of each dam studied.

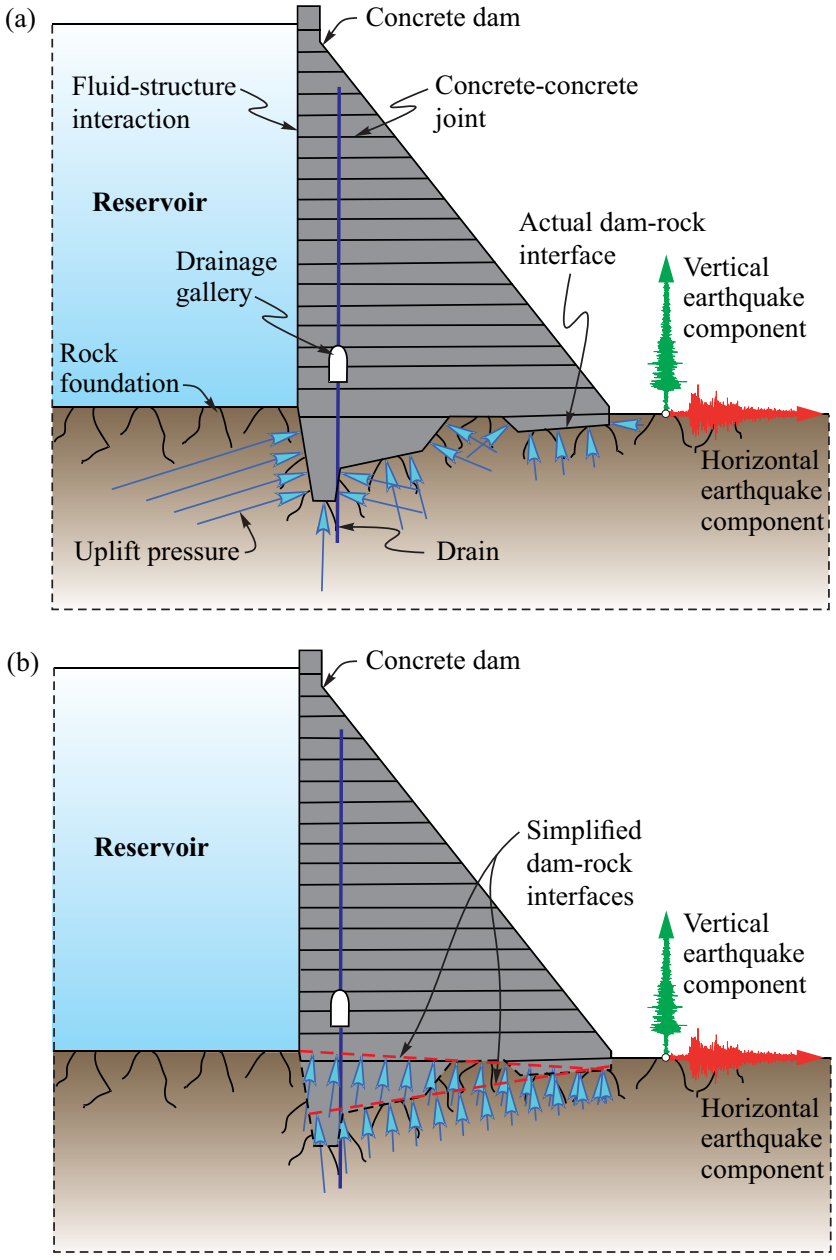



Figure 4.1 Gravity dam subjected to earthquake loads : (a) dam-rock interface with irregular geometry ; and (b) dam-rock interface with simplified geometry.

### 4.3.2 Treatment of nonlinearities and failure at dam-rock interface

Two types of behavior can be observed at the dam-rock interface of seismically excited dams : sliding and uplift (Arabshahi and Lotfi 2008). The modeling of these two behaviors is described in this section. The sliding at the dam-rock interface is divided into two phases. The first sliding phase is controlled by basic frictional contact elements. The second sliding phase is triggered when cohesive strength at the interface is exceeded as will be explained later.

Denoting $\phi$ the friction angle at the dam-foundation interface, and $\tau$ and $\sigma_{\mathrm{n}}$ the shear and normal stresses, respectively, the ratio is introduced

$$\zeta_0 = \frac{\tau}{\sigma_{\mathrm{n}} \tan(\phi)} \tag{4.1}$$

First phase sliding at dam-rock interface is then governed by the Mohr-Coulomb rupture criterion, implying that sliding occurs as soon as $\left|\zeta_0\right| \geqslant 1$. The dam-rock joint is at zero state of shear stress at this stage. Eq. (4.1) do not take account of the influence of cohesion $c$ on the behavior of the dam-rock interface. As discussed previously, cohesion can however substantially affect the stability and earthquake response of gravity dams and must therefore be included in the analysis. For this purpose, a new methodology is proposed next. The two new parameters $\zeta_{\mathrm{c}}$ and $\zeta$ are introduced

$$\zeta_{\mathrm{c}} = \frac{\tau}{\sigma_{\mathrm{n}} \tan(\phi) + c} \tag{4.2}$$

and

$$\zeta = \begin{cases} \zeta_{\mathrm{c}} \text{ as long as } \left|\zeta_{\mathrm{c}}\right| < 1 \\ \zeta_0 \text{ otherwise} \end{cases} \tag{4.3}$$

After the first sliding phase controlled by Eq. (4.1), shear stresses at the dam-rock interface will increase gradually due to cohesion, until shear fracture of cohesive links at the joint occurs when $\left|\zeta\right| \geqslant 1$, which triggers a second sliding phase associated with post-fracture of the joint. Eq. (4.3) implies that if $\left|\zeta_{\mathrm{c}}\right|$ becomes greater than 1 at an instant $t_1$ corresponding to fracture of cohesive links, then $\zeta = \zeta_0$ during the rest of earthquake shaking for $t > t_1$, i.e. post-fracture. Therefore, the degradation of the area over which cohesion is effective could be tracked as earthquake excitation evolves.

Similarly to sliding, the uplift at the dam-rock interface is divided into two phases. The first uplift phase can be controlled by basic frictional contact elements. The second uplift

phase is triggered when tensile strength at the interface is exceeded as will be explained later. Denoting $\eta$ the normal gap between the dam and the rock at the interface, and assuming that compression stresses are positive, the basic contact between the dam and the rock foundation can be expressed as

$$\eta\,\sigma_{\mathrm{n}} = 0\,; \qquad \sigma_{\mathrm{n}} \geqslant 0\,; \qquad \eta \geqslant 0\,; \tag{4.4}$$

Therefore full contact can be expressed as $\eta = 0$ and $\sigma_{\mathrm{n}} > 0$ while first phase uplift at dam-rock interface occurs as soon as $\eta > 0$ and $\sigma_{\mathrm{n}} = 0$. The dam-rock joint is at zero state of tension stress at this stage. Eq. (4.4) do not take account of the influence of tensile strength $f_{\mathrm{t}}$ on the behavior of the dam-rock interface. As discussed previously, this parameter can however affect the stability and earthquake response of gravity dams. When tensile strength is considered, there is full contact between the dam and the rock foundation as long as $\eta = 0$ and $\sigma_{\mathrm{n}} \geqslant -f_{\mathrm{t}}$ while second phase uplift occurs as soon as $\eta > 0$ and $\sigma_{\mathrm{n}} < -f_{\mathrm{t}}$, which corresponds to tension fracture of the dam-rock joint. Once $\eta > 0$ and $\sigma_{\mathrm{n}} < -f_{\mathrm{t}}$, say at an instant $t_1$ during seismic excitation, the subsequent contact conditions at the dam-rock joint at instants $t > t_1$ are governed by Eq. (4.4), i.e. tension post-fracture phase. As for cohesion, the degradation of the tensile strength at the dam-rock interface can also be tracked as earthquake shaking evolves.

### 4.3.3 Modeling of dam joints

Sliding and uplift at dam-rock interface without cohesion and tensile strength will be modeled using basic frictional contact elements. The gravity dam is considered as the contactor block which can slide or rock over the target block, represented by the rock foundation, during seismic excitation. Contactor and target interfaces are created on the sides of the dam and rock foundation, respectively, to simulate contact conditions. Three behaviors can be observed during earthquake shaking : (i) the dam and rock foundation are bonded, (ii) the gap at the unbounded dam-rock interface is open, i.e. no contact, and (iii) the gap at the unbounded dam-rock interface is closed. In the latter case, the contactor interface slides over the target interface and a compression force is generated. As illustrated in Figure 4.2, two series of $N_{\mathrm{I}}$ coincident nodes are created on each interface : (i) nodes $n_i^{(\mathrm{D})}$, $i = 1 \ldots N_{\mathrm{I}}$, at the dam contactor interface, and nodes $n_i^{(\mathrm{F})}$, $i = 1 \ldots N_{\mathrm{I}}$, at the rock foundation target interface.

To model cohesion and tensile strength at dam-rock interface according to the equations presented in the previous section, two types of interface truss elements are introduced next : (i) a Truss Element for Cohesion modeling, denoted hereafter as TEC, and (ii) a Truss Ele-

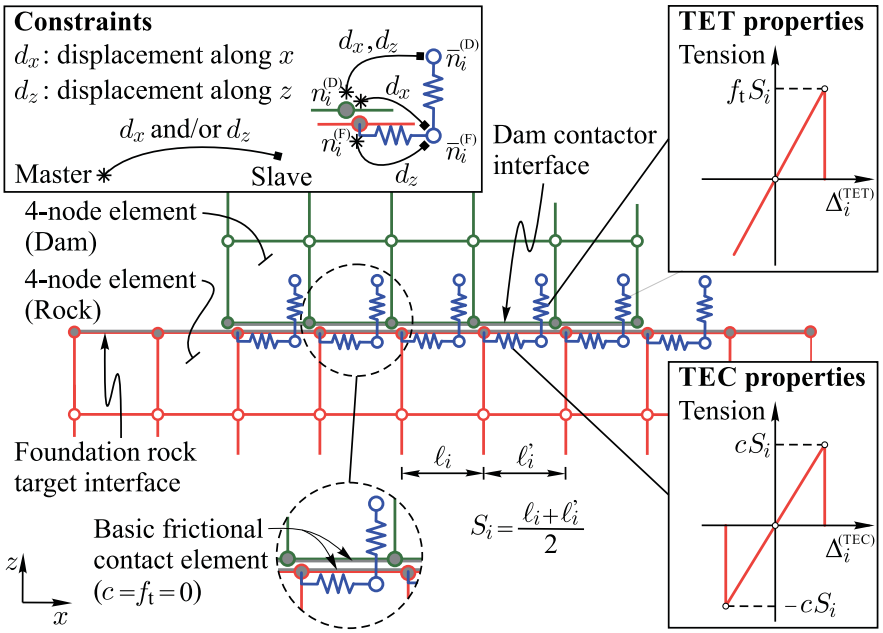



Figure 4.2 Properties of the proposed finite elements, i.e. TEC and TET, to model cohesion and tensile strength at dam-rock interface.

ment for Tensile strength modeling, denoted hereafter as TET. For this purpose, two series of nodes $\bar{n}_i^{(D)}$ and $\bar{n}_i^{(F)}$, $i = 1 \ldots N_I$, are created. TECs connect nodes $n_i^{(F)}$ to nodes $\bar{n}_i^{(F)}$, while TETs connect nodes $\bar{n}_i^{(F)}$ to nodes $\bar{n}_i^{(D)}$, as illustrated in Figure 4.2. Nodes $\bar{n}_i^{(F)}$ are positioned in a manner that TECs remain parallel to dam-rock interface during earthquake shaking, while nodes $\bar{n}_i^{(D)}$ are positioned so that TETs remain perpendicular to dam-rock interface. These geometrical conditions are imposed through the following constraints as highlighted in Figure 4.2 : (i) each node $\bar{n}_i^{(D)}$ is constrained to have the same displacements as node $n_i^{(D)}$, (ii) each node $\bar{n}_i^{(F)}$ is constrained to have the same displacement parallel to the dam-rock interface as node $n_i^{(D)}$ and perpendicularly to the dam-rock interface as node $n_i^{(F)}$. Truss elements were adopted as they constitute basic elements available on most finite element software.

TECs and TETs are implemented using bilinear materials including a rupture option which triggers the disappearance of the elements once maximum elastic strength is reached. $\Delta_i^{(TEC)}$ and $\Delta_i^{(TET)}$ denote the relative displacements at time $t$ of node $n_i^{(D)}$ with respect to node $n_i^{(F)}$, respectively, along the parallel and perpendicular directions of the dam-rock interface, as indicated in Figs. 4.3 and 4.4.

The frictional strength at the dam-rock interface is given by $\sigma_n \tan(\phi)$ as in the case where

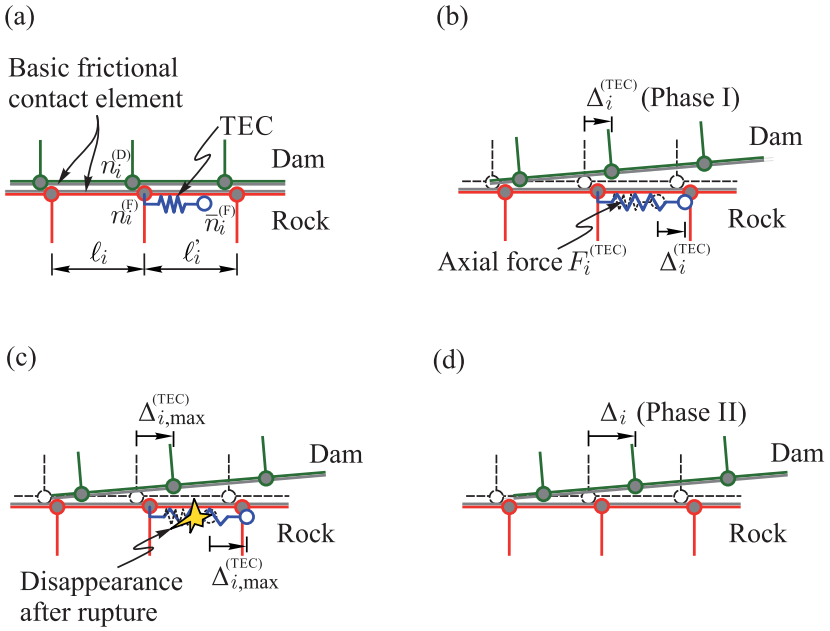



Figure 4.3 Four possible sliding response behaviors at dam-rock interface : (a) bonded condition, i.e. the strength of basic frictional contact elements is not exceeded ; (b) first sliding phase ; (c) the TEC disappears as its strength is exceeded ; and (d) second sliding phase.

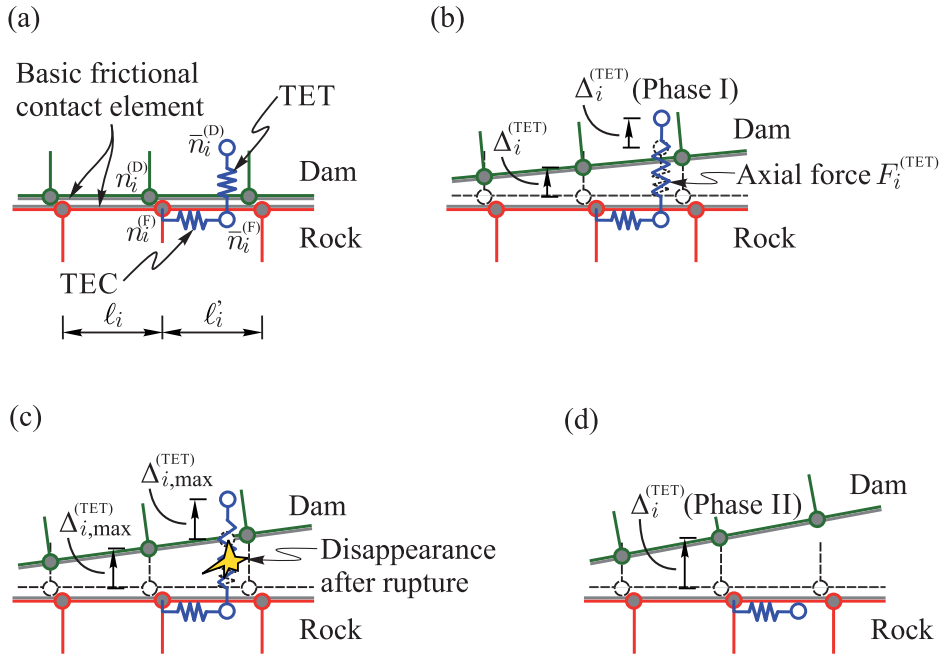



Figure 4.4 Four possible uplift response behaviors at the dam-rock interface : (a) bonded conditions, i.e. the strength basic frictional contact elements strength is not exceeded ; (b) first uplift phase ; (c) the TET disappears as its strength is exceeded ; and (d) second uplift phase.

cohesion is neglected. Therefore, as soon as $\left|\zeta_0\right| \geqslant 1$ is satisfied, as shown in Figure 4.3, the first sliding phase occurs and each node $n_i^{(\mathrm{D})}$ moves from node $n_i^{(\mathrm{F})}$ by a distance of $\Delta_i^{(\mathrm{TEC})}$. Each TEC then sustains a shear force $F_i^{(\mathrm{TEC})}$ at the dam-rock interface, given by

$$F_i^{(\mathrm{TEC})} = \frac{E_i^{(\mathrm{TEC})}\, A_i^{(\mathrm{TEC})}}{L_i^{(\mathrm{TEC})}}\, \Delta_i^{(\mathrm{TEC})} = \left[\, \tau - \sigma_{\mathrm{n}} \tan(\phi) \,\right] S_i \tag{4.5}$$

where $E_i^{(\mathrm{TEC})}$, $L_i^{(\mathrm{TEC})}$ and $A_i^{(\mathrm{TEC})}$ denote the TEC modulus of elasticity, length and cross-section, respectively, and $S_i$ is the tributary area associated with each node $i$ considering a unit width of the dam monolith as shown in Figure 4.2. Using Eqs. (4.5), the following equation can be obtained

$$\frac{E_i^{(\mathrm{TEC})}\, A_i^{(\mathrm{TEC})}\, \Delta_{i,\max}^{(\mathrm{TEC})}}{L_i^{(\mathrm{TEC})}\, S_i} = c \tag{4.6}$$

where $\Delta_{i,\max}^{(\mathrm{TEC})}$ denotes the maximum displacement that can be sustained by a TEC. It is worth to mention that the inclusion of $\Delta_{i,\max}^{(\mathrm{TEC})}$ in the formulation of TECs implies that the modeled cohesion corresponds to the gap between the peak strength and the residual strength of the dam-rock interface. Therefore, in this case, the interface follows a common mechanical behavior for a geotechnical material (ICOLD 2004).

As soon as $\eta > 0$ and $\sigma_{\mathrm{n}} = 0$, the first uplift phase occurs and each node $n_i^{(\mathrm{D})}$ moves from node $n_i^{(\mathrm{F})}$ by a distance of $\Delta_i^{(\mathrm{TET})}$ as shown in Figure 4.4. Therefore, each TET, with modulus of elasticity $E_i^{(\mathrm{TET})}$, length $L_i^{(\mathrm{TET})}$ and cross-section $A_i^{(\mathrm{TET})}$, sustains a tensile force $F_i^{(\mathrm{TET})}$ at the dam-foundation interface, given by

$$F_i^{(\mathrm{TET})} = \begin{cases} \dfrac{E_i^{(\mathrm{TET})}\, A_i^{(\mathrm{TET})}}{L_i^{(\mathrm{TET})}}\, \Delta_i^{(\mathrm{TET})} = -\sigma_{\mathrm{n}} S_i & \text{if } \sigma_{\mathrm{n}} < 0 \text{ (tension)} \\ 0 \quad \text{otherwise} \end{cases} \tag{4.7}$$

in which $E_i^{(\mathrm{TET})}$, $L_i^{(\mathrm{TET})}$ and $A_i^{(\mathrm{TET})}$ denote the TET modulus of elasticity, length and cross-section, respectively. Using Eq.(4.7), the following equation can be obtained

$$\frac{E_i^{(\mathrm{TET})}\, A_i^{(\mathrm{TET})}\, \Delta_{i,\max}^{(\mathrm{TET})}}{L_i^{(\mathrm{TET})}\, S_i} = f_{\mathrm{t}} \tag{4.8}$$

in which $\Delta_{i,\max}^{(\mathrm{TET})}$ denotes the maximum displacement that can be sustained by a TET. For illustration purposes, Appendix A presents a verification example of the proposed modeling procedure using TECs and TETs against analytical predictions based on Mohr-Coulomb

failure criterion.

## 4.4 Application to an existing gravity dam

### 4.4.1 Properties of the dam studied and simplified geometry variants

In this section, the methodology presented above is applied to investigate the effects of the geometric irregularity of dam-rock interface and vertical ground accelerations on the seismic response of an actual concrete gravity dam in Quebec. The studied dam monolith has a height of 27 m and a width varying from 6.1 m at the crest to 18 m at the base as shown in Figure 4.5 (a). To assess the effects of stepped dam-rock interface, two other simplified dam sections are also considered as illustrated in Figs. 4.5 (b) and (c). For brevity of notation, the dam with the actual stepped geometry of the dam-rock interface is designated by $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$, and the dams with simplified dam-rock interfaces modeled as an inclined and a horizontal plane are designated by $\mathrm{D}^{(\mathrm{I})}$ and $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$, respectively. The simplified inclined dam-rock interface is required when assessing dam seismic stability using the gravity method. As can be seen from Figure 4.5, the principal sliding directions for dams $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$, $\mathrm{D}^{(\mathrm{I})}$ and $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$ are horizontal, inclined, and horizontal, respectively. The effect of the simplified dam-rock interfaces on the seismic response of the dam will be assessed later.

A modulus of elasticity $E_1^{(\mathrm{c})} = 21.375\,\mathrm{GPa}$ is considered for all the dam structure, except the area around the drainage gallery (see Figure 4.5) where a modulus of elasticity $E_2^{(\mathrm{c})} = 22.775\,\mathrm{GPa}$ is used to account for the presence of steel reinforcement. These values account for dynamic amplification of the static moduli as discussed by Raphael (1978). A Poisson's ratio $\nu^{(\mathrm{c})} = 0.164$, and a density $\rho^{(\mathrm{c})} = 2295\,\mathrm{kg/m^3}$ are also adopted for the dam concrete. The previously mentioned concrete mechanical properties were obtained experimentally for the actual dam studied. A mass density $\rho^{(\mathrm{w})} = 1000\,\mathrm{kg/m^3}$ is considered for water and the dam rock foundation is assumed rigid.

### 4.4.2 Finite element models and applied loads

The finite element software ADINA (2019) is used to model the concrete dams described previously. The dam and rock foundation are modeled using 4-nodes plane strain finite elements. The first sliding and uplift phases at dam-rock interface are modeled using frictional contact elements programmed in ADINA according to the Mohr-Coulomb rupture criterion as described previously. Denoting $\dot{u}_{\mathrm{s}}$ the sliding relative velocity of the contactor interface, Mohr-Coulomb criterion is implemented in the contact element following the equa-

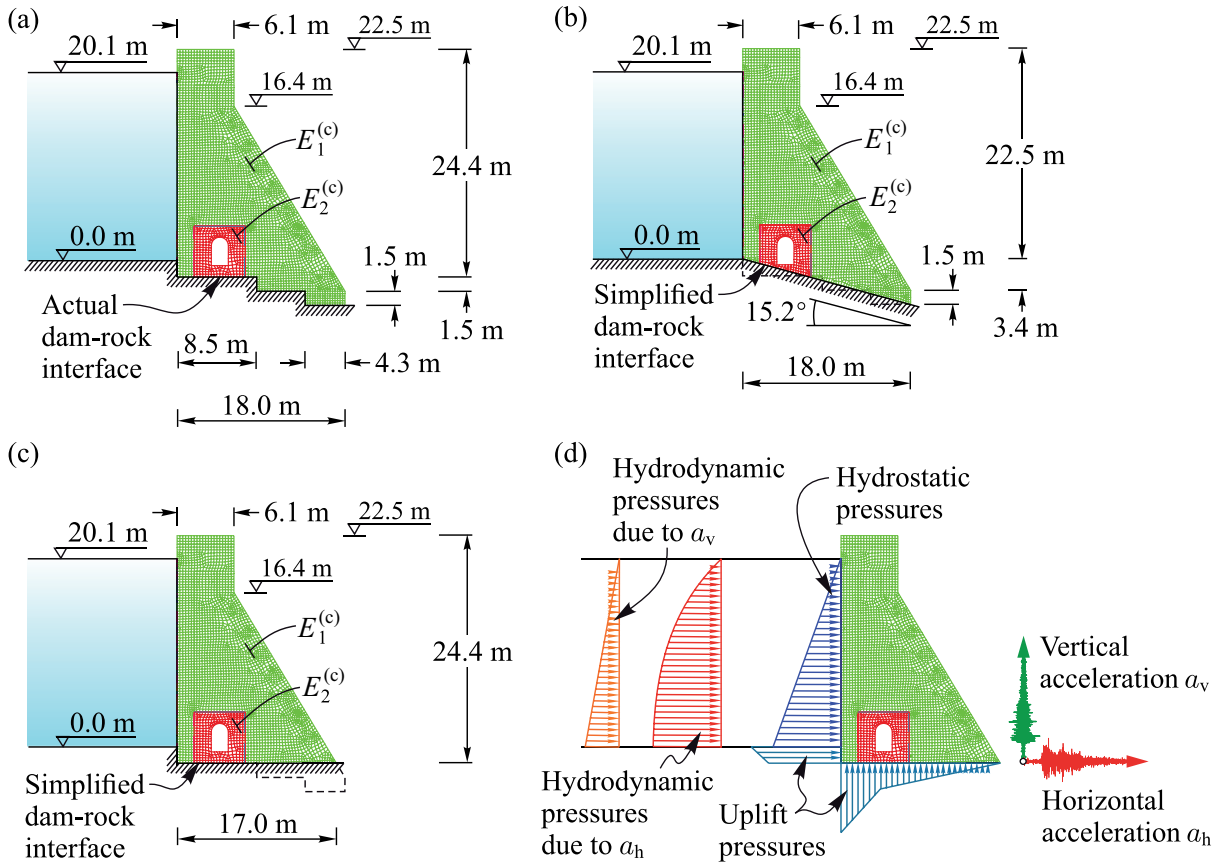



Figure 4.5 Studied gravity dams : (a) Dam $D^{(S)}$ with stepped dam-rock interface ; (b) Dam $D^{(I)}$ with simplified inclined dam-rock interface ; (c) $D^{(H)}$ with simplified horizontal dam-rock interface ; and (d) applied loads considered.

tion (ADINA 2019)

$$\zeta_0 = \frac{\dot{u}_\mathrm{s}}{\varepsilon_\mathrm{s}} \tag{4.9}$$

if $|\zeta_0| < 1$, and

$$\frac{\dot{u}_\mathrm{s}}{\varepsilon_\mathrm{s}} \geqslant 1 \tag{4.10}$$

if $|\zeta_0| \geqslant 1$, where $\varepsilon_\mathrm{s}$, a coefficient chosen by the user, can be related to the maximum relative velocity corresponding to a sticking condition of the contactor interface with respect to the target. Generally, the lower is the selected coefficient $\varepsilon_\mathrm{s}$, the more accurate is the simulation of Mohr-Coulomb criterion. However, a very small value of $\varepsilon_\mathrm{s}$ could induce convergence difficulties. This coefficient has then to be selected with care. In this work, a coefficient $\varepsilon_\mathrm{s} = 10^{-9}$ was selected based on convergence studies as shown through the example in Appendix B.

Two pairs of ground motions with acceleration time-histories illustrated in Figure 4.6 are considered in this work : (i) horizontal and vertical components of Imperial Valley earthquake (1940) at station El Centro (PEER 2012), and (ii) horizontal and vertical components of Saguenay earthquake (1988) at station Chicoutimi (GSC 2006). These ground motions were selected considering the differences in their time-history traces as well as frequency content. The horizontal and vertical accelerations of the ground motions will be denoted as $a_\mathrm{h}(t)$ and $a_\mathrm{v}(t)$, respectively. Prior to earthquake loads, the dams are subjected to static gravity loads applied gradually through a ramp. A Rayleigh damping equivalent to a viscous damping $\xi = 5\,\%$ is adopted for the concrete dam (USACE 2007, USBR 2009). This relatively low material damping is justified because additional energy dissipation mechanisms are allowed at the dam-rock interface and/or at dam joints, i.e. sliding, friction, rocking, and breaking of joint bonding links through shear or tension cracking. Uplift pressures along the irregular dam-rock interface are determined according to USACE (1995). A drain is located at 6 m from the upstream dam face and a drain efficiency of 66.7 % is considered. Hydrodynamic pressures due to earthquake horizontal component are implemented in ADINA using Westergaard added masses, i.e. an added mass $m_i$ determined as

$$m_i = \frac{7}{8}\,\rho^{(\mathrm{w})}\,V_i\,\sqrt{H^{(\mathrm{w})}\,d_i} \tag{4.11}$$

is attached to each node $i$ of dam-reservoir interface, located at depth $d_i$, with $V_i$ the water volume tributary to node $i$ and $H_\mathrm{r}$ the reservoir height. The effect of earthquake vertical component is approximated as a hydrodynamic pressure given at each node $i$ of the dam-reservoir interface by

$$p_i(t) = -\rho^{(\mathrm{w})}\,a_\mathrm{v}(t)\,d_i \tag{4.12}$$

The TEC and TET moduli of elasticity, i.e. $E_i^{(\mathrm{TEC})}$ and $E_i^{(\mathrm{TET})}$, $i = 1 \dots N_\mathrm{I}$, are chosen in a manner that the second sliding and uplift phases occur only when the strength of the basic frictional contact elements is exceeded. The selected values are obtained based on slow dynamic analyses of the dam subjected to a ramp shearing load. For simplicity, TECs and TETs are assumed to have the same modulus of elasticity, respectively, i.e. $E_i^{(\mathrm{TEC})} = E^{(\mathrm{TEC})}$, and $E_i^{(\mathrm{TET})} = E^{(\mathrm{TET})}$. All TECs and TETs are also assumed to have the same length, i.e. 0.25 m in this case. The maximum displacements of all the TECs are selected to be the same, i.e. $\Delta_{i,\max}^{(\mathrm{TEC})} = \Delta_{\max}^{(\mathrm{TEC})}$, $i = 1 \dots N_\mathrm{I}$. The same applies to the TETs, i.e. $\Delta_{i,\max}^{(\mathrm{TET})} = \Delta_{\max}^{(\mathrm{TET})}$, $i = 1 \dots N_\mathrm{I}$. Furthermore, $\Delta_{\max}^{(\mathrm{TEC})}$ (respectively $\Delta_{\max}^{(\mathrm{TET})}$) is selected as small as possible so that displacements before sliding (resp. before uplift) remain negligible. In the example studied, $\Delta_{\max}^{(\mathrm{TEC})} = 0.2\,\mathrm{mm}$ and $\Delta_{\max}^{(\mathrm{TET})} = 0.05\,\mathrm{mm}$ are used. Inter-nodal distances are generally variable. Therefore, the TEC and TEC cross-sections have to be adapted according to Eqs.(4.5) to (4.8). Finally, TECs and TETs are implemented in ADINA using bilinear materials including a "death upon rupture" option which triggers the disappearance of the element once maximum elastic strength is reached.

## 4.5 Results and discussions

### 4.5.1 Effects of the geometric irregularity of dam-rock interface

The dam seismic response indicators studied in the following section are the horizontal residual displacement $d_\mathrm{r}$ of the gravity dam determined at its heel, the sliding safety factor $SSF$, and the crack length $L_\mathrm{cr}$ at the dam-rock interface measured from the upstream face of the dam. The following $SSF$ is proposed to account for the geometric irregularity of dam-rock interface

$$SSF(t) = \frac{\left\{\left[W - E_\mathrm{V}(t)\right]\cos(\beta^{(\mathrm{S})}) - \left[H_\mathrm{S} + E_\mathrm{H}(t) + H_\mathrm{D}(t)\right]\sin(\beta^{(\mathrm{S})}) - \bar{U}\right\}\tan(\phi) + cA_\mathrm{c}(t) + f_\mathrm{t}A_\mathrm{t}(t)}{\left[H_\mathrm{S} + E_\mathrm{H}(t) + H_\mathrm{D}(t)\right]\cos(\beta^{(\mathrm{S})}) + \left[W - E_\mathrm{V}(t)\right]\sin(\beta^{(\mathrm{S})}) + \widehat{U}} \tag{4.13}$$

where $W$ is the weight of the dam, $\beta^{(\mathrm{S})}$ is the inclination between the horizontal axis and the principal sliding direction, $\bar{U}$ and $\widehat{U}$ are, respectively, the projections of the uplift pressure resultant force perpendicularly and parallel to the principal sliding direction, $H_\mathrm{S}$ and $H_\mathrm{D}$ are the resultant forces of hydrostatic and hydrodynamic pressures, respectively, $E_\mathrm{H}$ and $E_\mathrm{V}$ are the horizontal and vertical earthquake inertia forces, and $A_\mathrm{c}(t)$ and $A_\mathrm{t}(t)$ are,

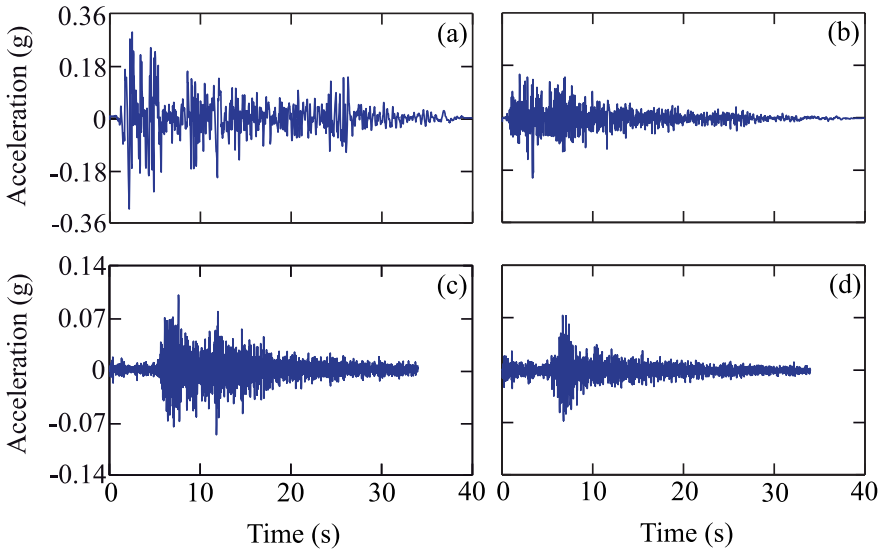
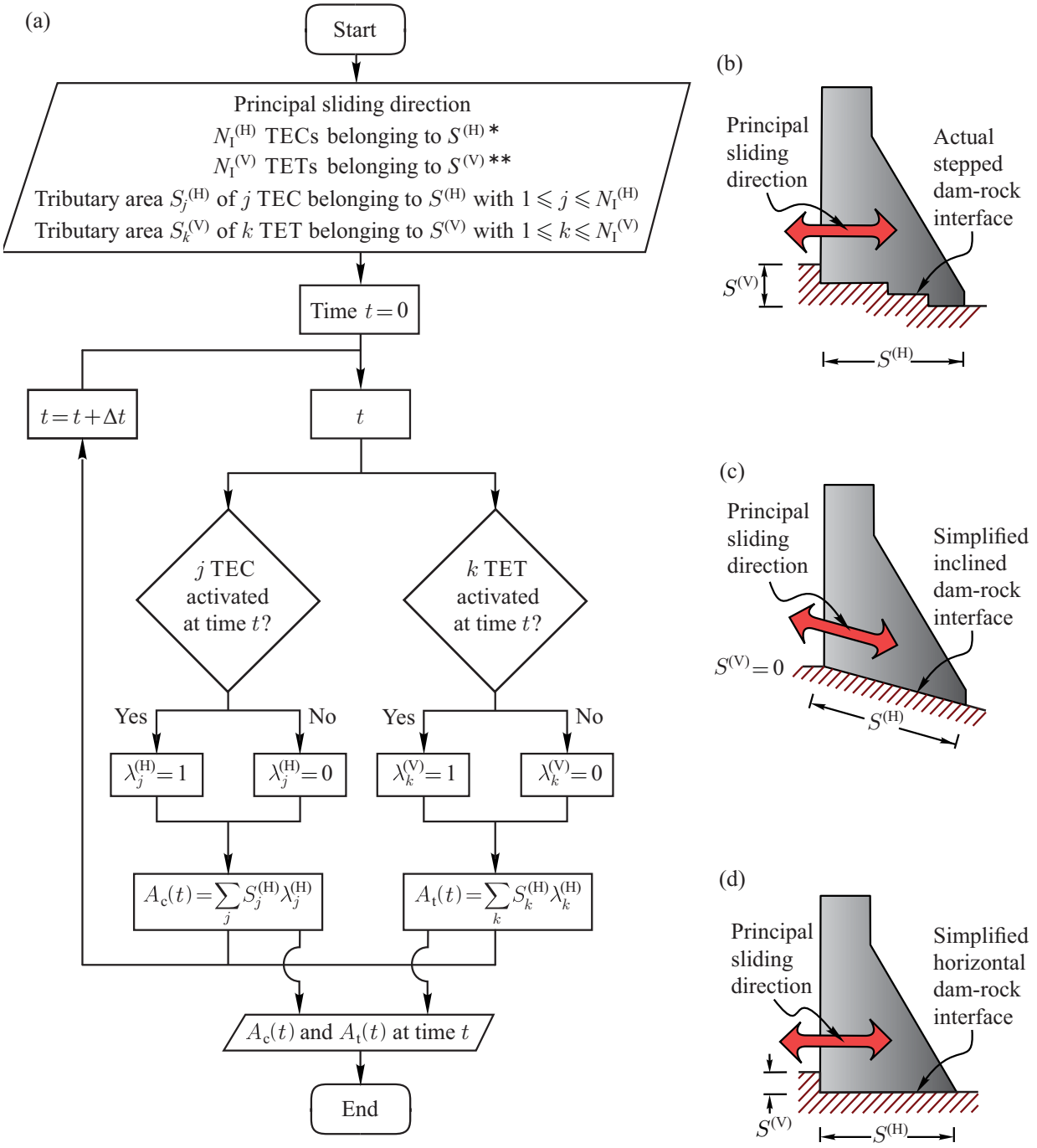



Figure 4.6 Acceleration time-histories of the ground motions considered : (a) and (b) Horizontal and vertical components of Imperial Valley Earthquake (1940) at station El Centro, respectively ; and (c) and (d) horizontal and vertical components of Saguenay earthquake (1988) at station Chicoutimi, respectively.

respectively, the areas where cohesion and tensile strength are still active against the sliding movement at time $t$. A flowchart illustrating the methodology to determine areas $A_{\mathrm{c}}(t)$ and $A_{\mathrm{t}}(t)$ is presented in Figure 4.7.

According to Mohr-Coulomb criterion, sliding does not occur as long as $SSF > 1$. First, a friction angle $\phi = 55\,^{\mathrm{o}}$ is considered, while cohesion $c$ and tensile strength $f_{\mathrm{t}}$ are selected to be close to 0 as recommended by most guidelines (FERC 2000, ICOLD 2004, CDA 2006), i.e. in this case $c = 0.01\,\mathrm{MPa}$ and $f_{\mathrm{t}} = 0.01\,\mathrm{MPa}$. The location of a point at the dam-rock interface can be defined by a distance $L_{\mathrm{p}}$ corresponding to the length along the dam-rock interface between the heel of the dam and the point of interest. Figs. 4.8 (a) and (b), 4.9 (a) and (b), and 4.10 (a) and (b), illustrate, respectively, the stresses $\sigma_{\mathrm{N}}$, normal to the principal sliding direction, and $\sigma_{\mathrm{T}}$, tangential to the principal sliding direction, determined along the dam-rock interface for dams $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$, $\mathrm{D}^{(\mathrm{I})}$ and $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$, subjected to Imperial Valley (1940) ground motion. Normal compressive stresses $\sigma_{\mathrm{N}}$ are defined as positive. It can be seen that the values of $c$ and $f_{\mathrm{t}}$ are negligible compared to the stresses at dam-rock interface which can reach several megapascals. These figures also reveal the high sensitivity of stress distributions to the geometry of dam-rock interface. It is indeed observed that stress distributions along the simplified dam-rock interfaces of dams $\mathrm{D}^{(\mathrm{I})}$ and $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$ are clearly different from those at the




* : $S^{(H)}$ denotes the segments of the dam-rock interface parallel to the principal sliding direction.
** : $S^{(V)}$ denotes the segments of the dam-rock interface perpendicular to the principal sliding direction.

Figure 4.7 (a) Flowchart illustrating the methodology to determine areas $A_c(t)$ and $A_t(t)$ used for computation of sliding safety factor $SSF$, depending on principal sliding direction, $S_h$ and $S_v$ presented for : (b) dam $D^{(S)}$ ; (c) dam $D^{(I)}$ ; and (d) dam $D^{(H)}$.

stepped dam-rock interface of dam $D^{(S)}$.

Normal and tangential cracking are defined as the fracture which starts when $|\zeta| \geqslant 1$ and $\sigma_n < -f_t$, respectively. The associated crack lengths are also referred to as normal and tangential, respectively. Normal and tangential cracking are illustrated for the three dam sections subjected to Imperial Valley (1940) earthquake in Figs. 4.8 (c) and (d), 4.9 (c) and (d) and 4.10 (c) and (d). The results show that normal and tangential cracking often occur simultaneously. Figs. 4.8 to 4.10 demonstrate a good correlation between the start of tangential and normal cracking and the disappearance of TECs and TETs, respectively, especially during the first intense phase of ground acceleration. However, Figs. 4.9 (c) and (d) illustrate that, during earthquake shaking, tangential cracking occurs on the whole dam-rock interface while no normal cracking is observed at the toe of monolith $D^{(I)}$. This behavior results from the assumption of non-coupled TEC and TET responses. It can be seen that very localized tangential cracks occur along the vertical interfaces during the ramp of static gravity loads, while TECs are still activated. Based on these results, the sequence of the seismic response of the dam monoliths studied can be described as follow : (i) first, the dam is stable with no degradation of the dam-rock interface ; (ii) then, high stresses degrading the mechanical properties at the dam-rock interface occur due the arrival of the intense seismic phase ; (iii) and finally, the joint is cracked, local uplift is initiated, i.e. rocking motion, as well as sliding of the dam along the dam-rock interface.

Figure 4.11 illustrates the sliding safety factor $SSF$ and the normal crack length $L_{cr}$ at the dam-rock interfaces of the dam monoliths studied when subjected to Saguenay (1988) ground motion. These results show that $SSF$ characterizing the seismic response of dam $D^{(I)}$ are different from those corresponding to dams $D^{(S)}$ and $D^{(H)}$. It can be seen that the dam-rock interface of dam $D^{(I)}$ is substantially weaker in terms of strength than that of dams $D^{(S)}$ and $D^{(H)}$.

Six load cases, denoted as C1, C2, C3, C4, C5 and C6, corresponding to possible combinations of applied ground accelerations are considered next : (i) C1 corresponding to ground accelerations $a_h(t)$ and $-a_v(t)$ applied simultaneously, (ii) C2 corresponding to ground accelerations $a_h(t)$ and $a_v(t)$ applied simultaneously, (iii) C3 corresponding to ground accelerations $-a_h(t)$ and $-a_v(t)$ applied simultaneously, (iv) C4 corresponding to ground accelerations $-a_h(t)$ and $a_v(t)$ applied simultaneously, (v) C5 corresponding to only horizontal ground acceleration $a_h(t)$ being applied, and (vi) C6 corresponding to only horizontal ground acceleration $-a_h(t)$ being applied.

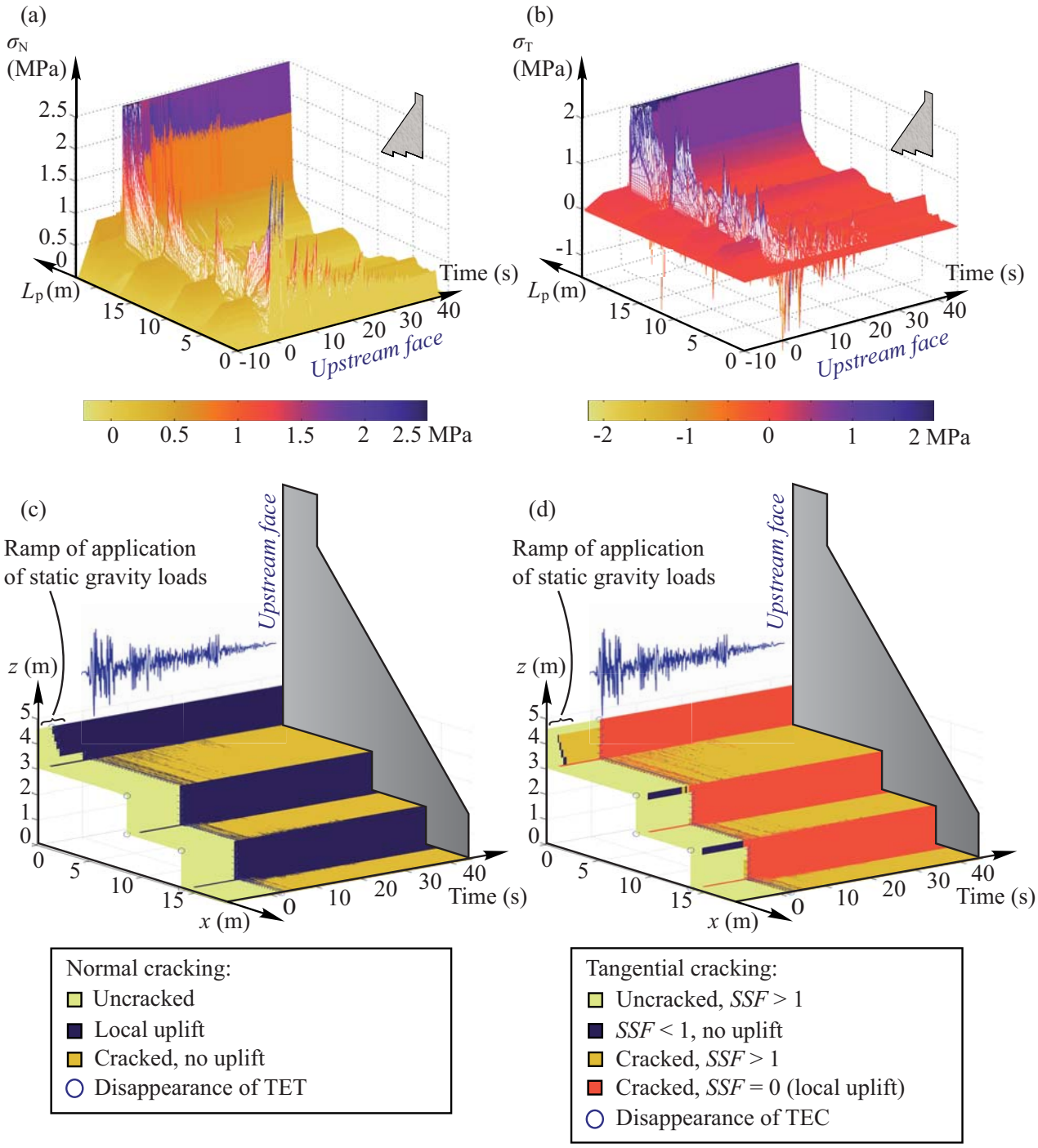



Figure 4.8 Seismic response at dam-rock interface of dam $D^{(S)}$ subjected to Imperial Valley (1940) ground motion, under load combination C1 : (a) Normal stress to the principal sliding direction along the interface ; (b) Tangential stress to the principal sliding direction along the interface ; (c) normal cracking ; and (d) tangential cracking.

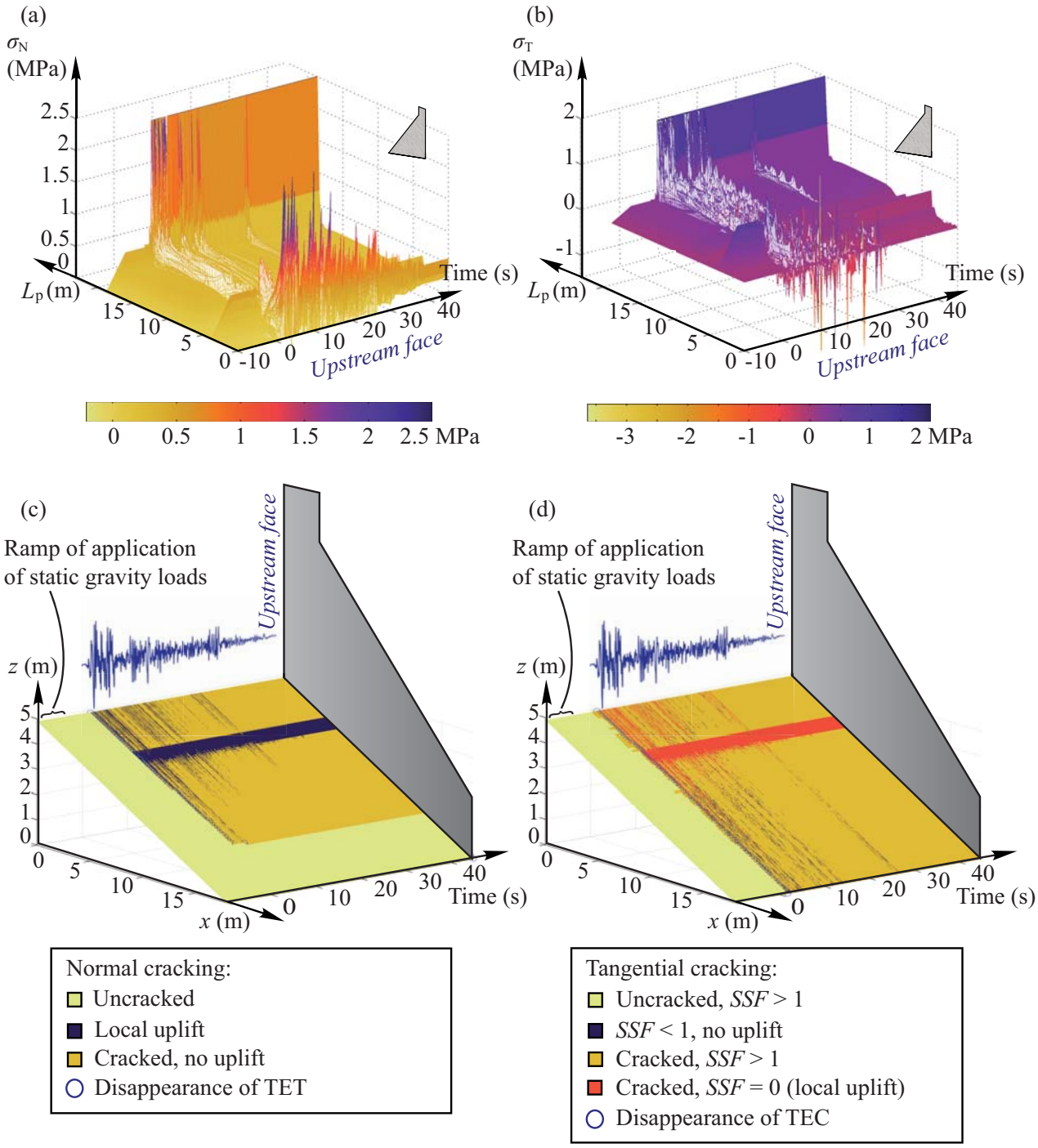



Figure 4.9 Seismic response at dam-rock interface of dam $D^{(I)}$ subjected to Imperial Valley (1940) ground motion, under load combination C1 : (a) Normal stress to the principal sliding direction along the interface ; (b) Tangential stress to the principal sliding direction along the interface ; (c) normal cracking ; and (d) tangential cracking.

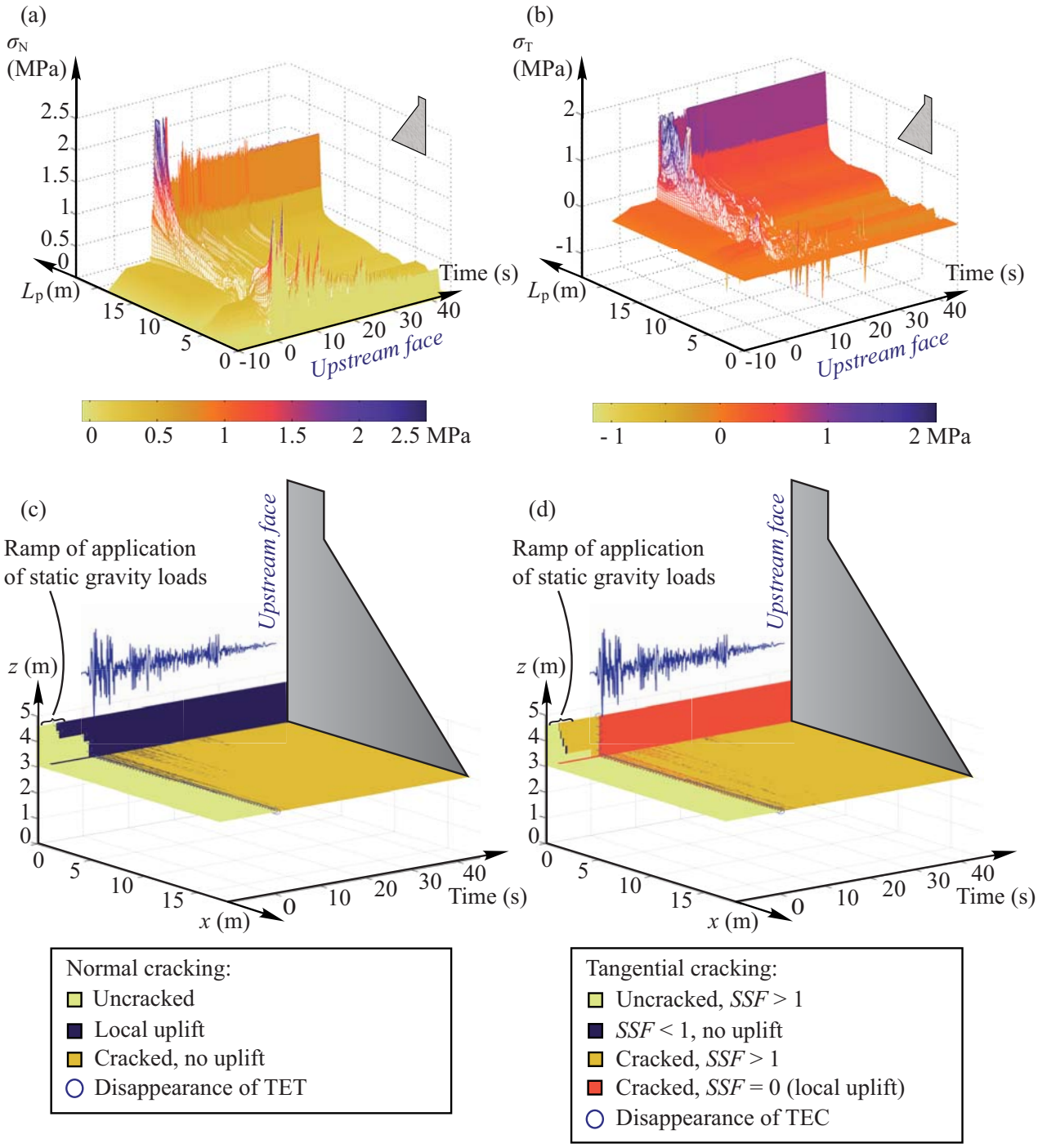



Figure 4.10 Seismic response at dam-rock interface of dam $D^{(H)}$ subjected to Imperial Valley (1940) ground motion, under the load combination C1 : (a) Normal stress to the principal sliding direction along the interface; (b) Tangential stress to the principal sliding direction along the interface; (c) normal cracking; and (d) tangential cracking.

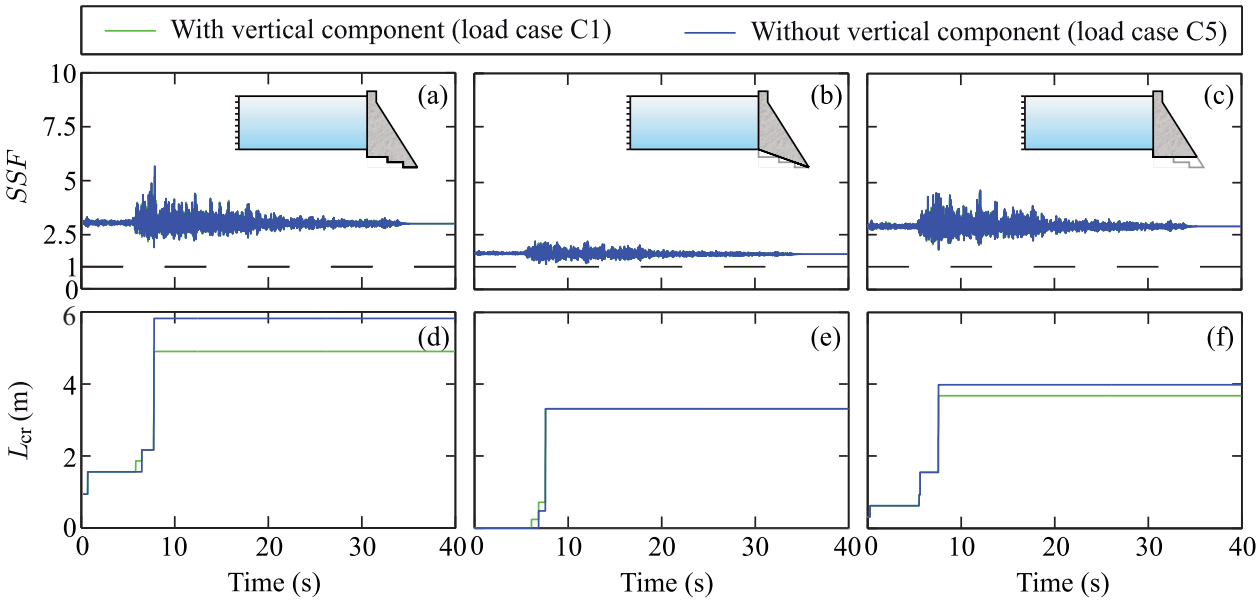



Figure 4.11 Effects of vertical component of Saguenay (1940) ground motion on $SSF$ and normal crack length $L_{\mathrm{cr}}$ : (a) and (d) dam $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$; (b) and (e) dam $\mathrm{D}^{(\mathrm{I})}$; and (e) and (f) dam $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$.

Figure 4.12 shows the sliding safety factors $SSF$ and the horizontal residual displacements $d_{\mathrm{r}}$ corresponding to the three dam monoliths subjected to previously described load cases of Imperial Valley (1940) earthquake. It can be seen that the $SSF$ corresponding to dams $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$ and $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$ are clearly higher than 1 as opposed to the $SSF$ corresponding to dam $\mathrm{D}^{(\mathrm{I})}$. This is corroborated by the horizontal residual displacement at the heel of dam $\mathrm{D}^{(\mathrm{I})}$ being significantly larger than those corresponding to dams $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$ and $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$. Although horizontal residual displacements at the heels of dams $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$ and $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$ show some differences, the $SSF$ corresponding to these dams are very close. This suggests that the horizontal dam-rock interface is a more appropriate simplification to the actual stepped rock foundation than the inclined interface which may lead to very conservative results, especially in terms of sliding safety factors.

### 4.5.2 Effect of vertical seismic component

In this section, the effects of vertical earthquake components on the seismic stability of the studied dams are investigated. The values of friction angle $\phi$, cohesion $c$ and tension strength $f_{\mathrm{t}}$ are the same as in the previous section. Figs. 4.11 (a) to (c) show that the two $SSF$ curves with and without the Saguenay (1988) vertical component (load cases C1 and

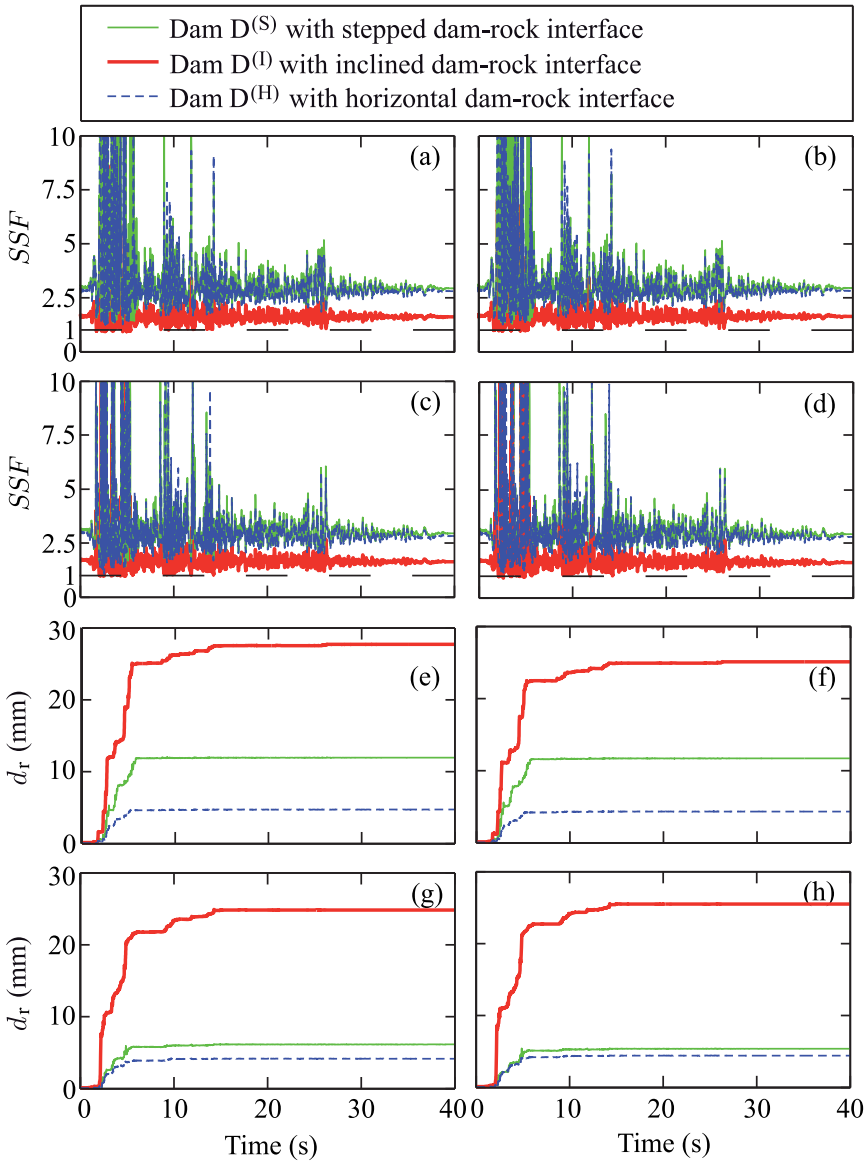



Figure 4.12 Effects of the irregularity of dam-rock interface on the sliding safety factors $SSF$ and residual displacements $d_r$ of dams $D^{(S)}$, $D^{(I)}$ and $D^{(H)}$ subjected to Imperial Valley (1940) ground motion considering various load combinations : (a) and (e) load combination C1 (with vertical component) ; (b) and (f) load combination C5 (without vertical component) ; (c) and (g) load combination C3 (with vertical component) ; and (d) and (h) load combination C6 (without vertical component).

C5, respectively) for each of the three dam-rock geometries are very close. This suggests that the vertical seismic component has very little effect on $SSF$. However, it may have more impact on normal crack length $L_{\mathrm{cr}}$ as shown for example for dam $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$ in Figure 4.11 (d). It is observed that vertical earthquake component may affect the horizontal residual displacement $d_{\mathrm{r}}$ as illustrated in Figure 4.12 (e) to (h) for the three dam monoliths subjected to Imperial Valley (1940) earthquake.

### 4.5.3 Effects of friction angle, cohesion and tensile strength

This section presents a parametric study to assess the effects of different values of friction angle $\phi$, cohesion $c$, and tensile strength $f_{\mathrm{t}}$ on the stability and sliding of dams $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$, $\mathrm{D}^{(\mathrm{I})}$ and $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$ subjected to Imperial Valley (1940) earthquake. For this purpose, 18 models with various friction, cohesion and tensile strength parameters are created for each dam geometry, i.e. a total of 54 models, as described in Table 4.1. The values of these parameters are selected judiciously to highlight their relative importance on the seismic stability of the studied gravity dams. The orders of magnitudes are based on experimental data of dam-rock mechanical properties reported in the literature (EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo *et al.* 1991b, Lo and Grass 1994). However, the conducted parametric analyses assume no coupling between cohesion and tensile strength to evaluate the effects of their variations independently, as discussed later. Table 4.1 presents the obtained horizontal residual displacement $d_{\mathrm{r}}$ corresponding to each case analyzed. These results show that, for a given set of parameters $\phi$, $c$, and $f_{\mathrm{t}}$, maximum differences between the residual displacements of dams $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$, $\mathrm{D}^{(\mathrm{I})}$ and $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$ are observed when cohesion is very low, i.e. $c = 0.01\,\mathrm{MPa}$. As cohesion increases from this value to $c = 0.5\,\mathrm{MPa}$ or $c = 1\,\mathrm{MPa}$, the residual displacements of the three dams decrease considerably to reach practically the same value, i.e $d_{\mathrm{r}} = 0.1\,\mathrm{mm}$. By comparing the responses of small-cohesion models M1, M2 and M3 or M10, M11 and M12, it is interesting to note that tensile strength can be effective in reducing residual displacements even when no vertical segments are present along the dam-rock interface. However, it is important to note that, for illustration purposes, the ratio $c/f_{\mathrm{t}}$ of cohesion to tensile strength adopted for models M2, M3, M11 and M12 is chosen voluntarily low to emphasize the effect on seismic stability. The order of magnitude of this ratio can indeed be approximated as $c/f_{\mathrm{t}} = \tan(\phi)$ using the Mohr-Coulomb linear envelope of a bonded joint, or as $c/f_{\mathrm{t}} = 2$ based on the Griffith criterion (Griffith 1921) which was corroborated by results of experimental tests on concrete-rock interfaces (Lo *et al.* 1990, Lo *et al.* 1991a, Lo *et al.* 1991b, Lo and Grass 1994). The results in Table 4.1 reveal that the effect of the ratio of cohesion to tensile strength diminishes as cohesion increases. The important effect of friction on residual displacements can also be clearly seen by comparing the results of models M10, M11 and M12 to those of models

M1, M2 and M3. The residual displacements of models M10, M11 and M12 of dam $D^{(I)}$ could not be obtained as the low friction angle of $\phi = 35^o$ is sufficient to trigger dam instability even under static gravity loads. These observations, although based on a limited number of values of friction angle $\phi$, cohesion $c$, and tensile strength $f_t$, are sufficient to clearly show the trends of variation effects of these parameters on the stability of gravity dams $D^{(S)}$, $D^{(I)}$ and $D^{(H)}$. For a given dam project, the modeling procedure proposed can be used effectively to perform extensive simulations by systematically varying strength parameters at dam-rock interface over practical ranges to assess their relative influence considering various ground motions.

Table 4.1 Friction angle $\phi$, cohesion $c$, tensile strength $f_t$ and obtained horizontal residual displacements $d_r$ corresponding to the models used in the parametric studies of dams $D^{(S)}$, $D^{(I)}$ and $D^{(H)}$ subjected to Imperial Valley (1940) earthquake.

| | Dam-rock interface parameters | | | Horizontal residual displacement $d_r$ (mm) | | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Model | $\phi$ (°) | $c$ (MPa) | $f_t$ (MPa) | Dam $D^{(S)}$ | Dam $D^{(I)}$ | Dam $D^{(H)}$ |
| M1 | 55° | 0.01 | 0.01 | 8.8 | 25.4 | 3.9 |
| M2 | 55° | 0.01 | 0.50 | 6.4 | 22.4 | 3.0 |
| M3 | 55° | 0.01 | 2.00 | 0.5 | 5.8 | 0.1 |
| M4 | 55° | 0.50 | 0.01 | 0.5 | 0.1 | 0.1 |
| M5 | 55° | 0.50 | 0.50 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| M6 | 55° | 0.50 | 2.00 | 0.1 | 0.1 | 0 |
| M7 | 55° | 1.00 | 0.01 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| M8 | 55° | 1.00 | 0.50 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| M9 | 55° | 1.00 | 2.00 | 0 | 0.1 | 0 |
| M10 | 35° | 0.01 | 0.01 | 84.0 | −* | 143.8 |
| M11 | 35° | 0.01 | 0.50 | 54.1 | −* | 77.9 |
| M12 | 35° | 0.01 | 2.00 | 9.1 | −* | 8.6 |
| M13 | 35° | 0.50 | 0.01 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| M14 | 35° | 0.50 | 0.50 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| M15 | 35° | 0.50 | 2.00 | 0.1 | 0.1 | 0 |
| M16 | 35° | 1.00 | 0.01 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| M17 | 35° | 1.00 | 0.50 | 0.1 | 0.1 | 0.1 |
| M18 | 35° | 1.00 | 2.00 | 0 | 0.1 | 0 |

* : Dam unstable under static gravity loads.

For illustration purposes, Figure 4.13 presents the sliding stability factors and horizontal residual displacements obtained considering load case C2 and models M1, M2, M3, M10, M11, and M12 of dam $D^{(S)}$. The results in Table 4.1 and Figure 4.13 show that, as expected, the

dam is more stable as higher friction angle, cohesion and tensile strength are included. The $SSF$ corresponding to $\phi = 55^{\circ}$ and $\phi = 35^{\circ}$ presented in Figs. 4.13 (a) and (c), respectively, confirm the predominant role of friction angle in the stability of the dam. When cohesion is negligible, Figs. 4.13 (b) and (d) show that the residual displacement $d_{\mathrm{r}}$ varies from 0.4 mm (M3) to 77.3 mm (M10) for dam $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$. Figure 4.13 also demonstrates that a higher tensile strength $f_{\mathrm{t}}$ leads to a larger safety stability factor $SSF$ due to the resulting action against destabilizing lateral forces at vertical dam-rock sections of the interface. This can also be interpreted from Eq. (4.13) which contains the term $f_{\mathrm{t}} A_{\mathrm{t}}$.

Models M10 and M12 of dam $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$ are characterized by the same friction angle $\phi = 35^{\circ}$ and a negligible cohesion $c = 0.01$ MPa. However, the corresponding tensile strengths $f_{\mathrm{t}}$ are different, i.e. 0.01 MPa and 2 MPa for models M10 and M12, respectively. Comparing the results for the two models from Figure 4.13 reveals that : (i) initially, the $SSF$ of Model M12 is the highest while the corresponding residual displacement $d_{\mathrm{r}}$ remains close to 0 as opposed to that of model M10 ; (ii) then, the $SSF$ of model M12 decreases because of the degradation of the vertical interface as ground motion evolves until it becomes similar to the $SSF$ of model M10 ; (iii) Model M12 starts to slide and the difference between the residual displacements of both models remains constant. This example clearly illustrates the importance of tensile strength. It also confirms the efficiency and adequacy of the proposed TETs in modelling dam stability under earthquake excitation.

As already mentioned, the degradation of dam-rock interface during seismic loading involves energy dissipation. Figure 4.14 shows the values of sliding safety factor of an upper dam joint $SSF_{\mathrm{UJ}}$ (at a concrete-concrete interface) located at a height of 14.15 m from the bottom of the reservoir. $SSF_{\mathrm{UJ}}$ is computed based on linear stresses from models M9 and M10 of dam $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$, the strongest and weakest dam-rock interfaces of this monolith, respectively. For illustration purposes, two cohesion values, i.e. $c_{\mathrm{UJ}} = 0.466$ MPa and $c_{\mathrm{UJ}} = 0.233$ MPa, are used at this upper joint where uplift pressures are also considered. The results show that $SSF_{\mathrm{UJ}}$ for model M9 reaches lower values than the $SSF_{\mathrm{UJ}}$ of model M10. This illustrates that the stronger is the dam-rock interface, the more seismic energy is transmitted to the dam, the larger are the stresses in an upper dam joint, and the lower is the sliding safety factors $SSF_{\mathrm{UJ}}$ at such an upper joint. Therefore, it is important to carefully model dam-rock interfaces for the assessment of the seismic stability along a concrete-concrete joint located at a certain height above dam base. For example, underestimating the tensile strength of a dam-rock interface, as usually done in practice when no test results are available, may lead to non-conservative results related to the seismic stability of an upper part of the dam monolith.

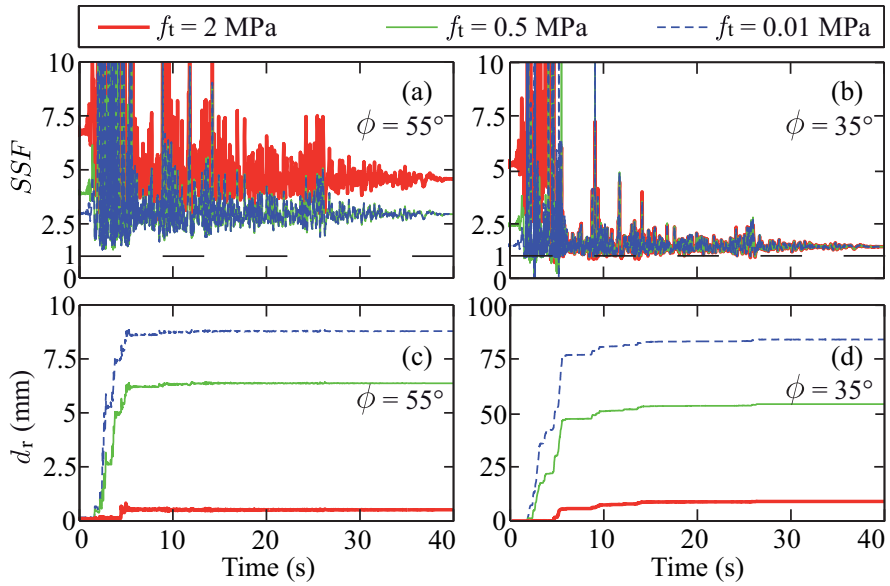



Figure 4.13 Effects of tensile strength $f_t$ on the sliding safety factor $SSF$ and residual displacement $d_r$ of dam $D^{(S)}$ subjected to Imperial Valley (1940) ground motion, under load combination C2 (with vertical component), with $c = 0.01\,\text{MPa}$ : (a) and (c) with $\phi = 55°$ ; and (b) and (d) with $\phi = 35°$.

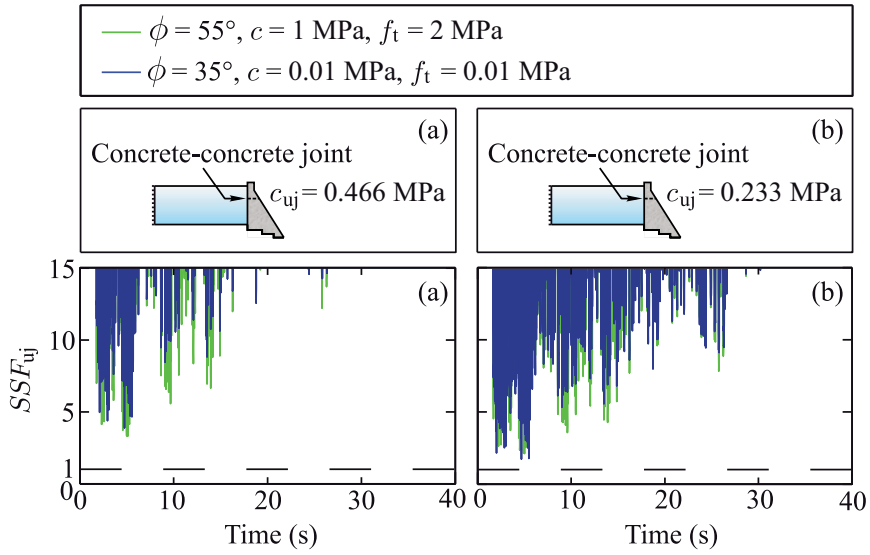



Figure 4.14 Effects of friction angle $\phi$, cohesion $c$, and tensile strength $f_t$ at the dam-rock interface of dam $D^{(S)}$ on the sliding safety factor $SSF_{UJ}$ at a dam concrete-concrete joint characterized by : (a) a cohesion $c_{UJ} = 0.466\,\text{MPa}$ ; and (b) a cohesion $c_{UJ} = 0.233\,\text{MPa}$.

## 4.6 Conclusions

This paper presented a critical appraisal of simplifying assumptions commonly adopted in practical seismic stability analyses of gravity dams. For this purpose, an original and efficient approach was developed to assess the seismic stability of gravity dams with irregular dam-rock interfaces, while accounting for the effects of friction, cohesion, and tensile strength. To account for cohesion and tensile strength at dam-rock interface and dam joints in a practical manner, simplified truss elements were developed and combined to conventional contact elements modeling pure frictional sliding and rocking. The implementation of the proposed methodology was described in detail and applied to an actual gravity dam with a stepped dam-rock foundation. The stability of the dam was studied under the effects of two earthquakes differing by their frequency contents. The resulting stresses, sliding safety factors, crack lengths and residual displacements at the dam-rock interface were examined. A detailed discussion of the effects of dam-rock geometry, mechanical properties at dam-rock interface and vertical seismic component was also presented. The following main conclusions could be drawn form these analyses : (i) A simplified dam-rock geometry should be used with caution as it may lead to inaccurate results for sliding safety factors and residual displacements ; (ii) The values of cohesion $c$ and friction angle $\phi$ are as critical for dam stability assessment as dam-rock geometry ; (iii) Tensile strength should be included in seismic stability assessment, namely when dam-rock interface contains vertical segments ; (iv) Stress distributions at dam-rock interface are substantially sensitive to ground accelerations ; (v) Vertical seismic component affects dam residual displacements as well as sliding safety factors but to a less extent, and (vi) Careful modeling of dam-rock interface is important for the assessment of the seismic stability along a concrete-concrete joint located at a certain height above dam base. For a given dam project, the modeling procedure proposed can be used effectively to perform extensive simulations by systematically varying strength parameters at dam-rock interface over practical ranges to assess their relative influence considering various ground motions. This work also emphasizes the importance of appropriately modeling dam-rock interface and selecting relevant strength parameters, a process that calls for caution from the analyst who bears the responsibility of assessing the conservatism or unconservatism of the obtained results with respect to safety evaluation of each dam studied.

## 4.7 Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), the Québec Funds for Research on Nature and Technology (FRQNT), and Hydro-Québec.

## 4.8 Appendix A : Verification example of the proposed modeling procedure

In this appendix, the proposed modeling procedure using TECs and TETs is verified against analytical predictions based on the Mohr-Coulomb failure criterion. For this purpose, a simplified model of two solid blocks separated by a contact interface as illustrated in Figure 4.15 is considered. For illustration purposes, five contact interfaces with different mechanical properties are considered. Table 4.2 contains the friction angle $\phi$, cohesion $c$ and tensile strength $f_{\mathrm{t}}$ of the studied contact interfaces denoted as CI1 to CI5.

Table 4.2 Mechanical properties of the simplified contact interfaces studied.

| Contact interface | Friction angle $\phi$ ($^{\mathrm{o}}$) | Cohesion $c$ (kPa) | Tensile strength $f_{\mathrm{t}}$ (kPa) |
|---|---|---|---|
| CI1 | 45 | 0 | 0 |
| CI2 | 45 | 100 | 0 |
| CI3 | 45 | 0 | 50 |
| CI4 | 45 | 100 | 50 |
| CI5 | 0 | 100 | 50 |

The upper and lower blocks have the same mechanical properties as the gravity dams and underlying foundation studied in the paper. The TEC and TET properties are also the same as previously. The upper block is subjected to a uniform normal load pressure $\sigma_{\mathrm{n}}$ and a uniformly distributed shear load $\tau$, while the base of the lower block is fixed, as indicated in Figure 4.15. Six load cases, denoted by LC1 to LC6, and shown in Table 4.3, are considered.

For load cases LC1 to LC3, i.e. constant normal load $\sigma_{\mathrm{n}}$ and varying shear load $\tau$, the shear strength corresponding to the onset of sliding of the upper block, i.e. failure, is the peak shear strength given by the Mohr-Coulomb criterion

$$\tau_{\mathrm{p}} = \sigma_{\mathrm{n}} \tan(\phi) + c \tag{4.14}$$

Similarly, for load cases LC4 to LC6, i.e. varying normal load $\sigma_{\mathrm{n}}$ and constant shear load $\tau$, the normal stress corresponding to the onset of sliding of the upper block can be obtained as

$$\sigma_{\mathrm{n}} = \max\left(-f_{\mathrm{t}}\,;\, \frac{\tau - c}{\tan(\phi)}\right) \tag{4.15}$$

Figure 4.16 compares the values of $\sigma_{\mathrm{n}}$ and $\tau_{\mathrm{p}}$ obtained using the TEC and TET modeling

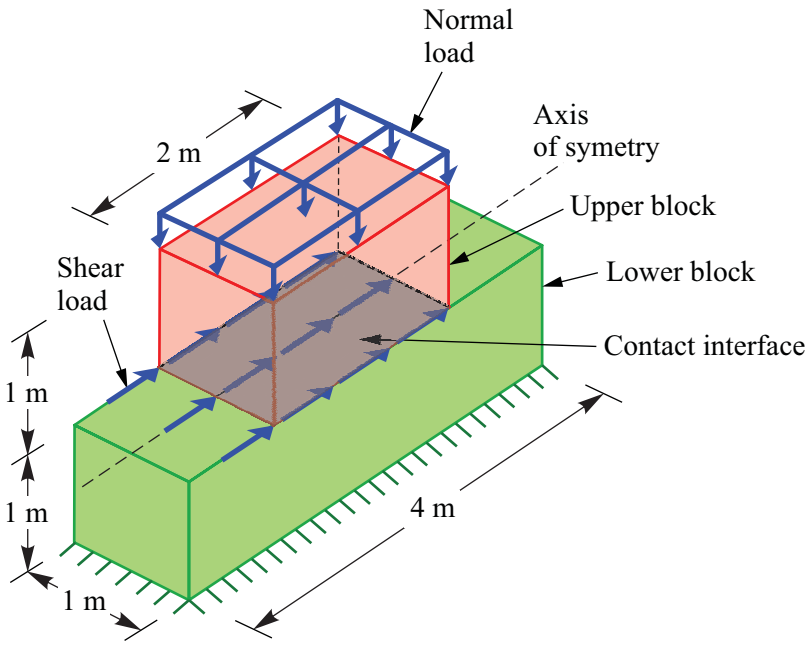



Figure 4.15 Verification example of two blocks separated by a contact interface with cohesion and tensile strength.

Table 4.3 Considered load cases.

| Load case | Normal load $\sigma_n$ | Shear load $\tau$ |
|---|---|---|
| LC1 | 0 kPa | Linearly varying from 0 to 400 kPa |
| LC2 | 50 kPa (*Compression*) | Linearly varying from 0 to 400 kPa |
| LC3 | 100 kPa (*Compression*) | Linearly varying from 0 to 400 kPa |
| LC4 | Linearly varying from 200 kPa (*Compression*) to −200 kPa (*Tension*) | 0 |
| LC5 | Linearly varying from 200 kPa (*Compression*) to −200 kPa (*Tension*) | 50 kPa |
| LC6 | Linearly varying from 200 kPa (*Compression*) to −200 kPa (*Tension*) | 100 kPa |

procedure described in the paper to the Mohr-Coulomb failure envelope. A very satisfactory agreement between both numerical and analytical solutions is clearly observed. This excellent agreement of the proposed model with the predictions of Mohr-Coulomb failure criterion was confirmed by similar verification tests conducted considering various other load cases and contact interface parameters.

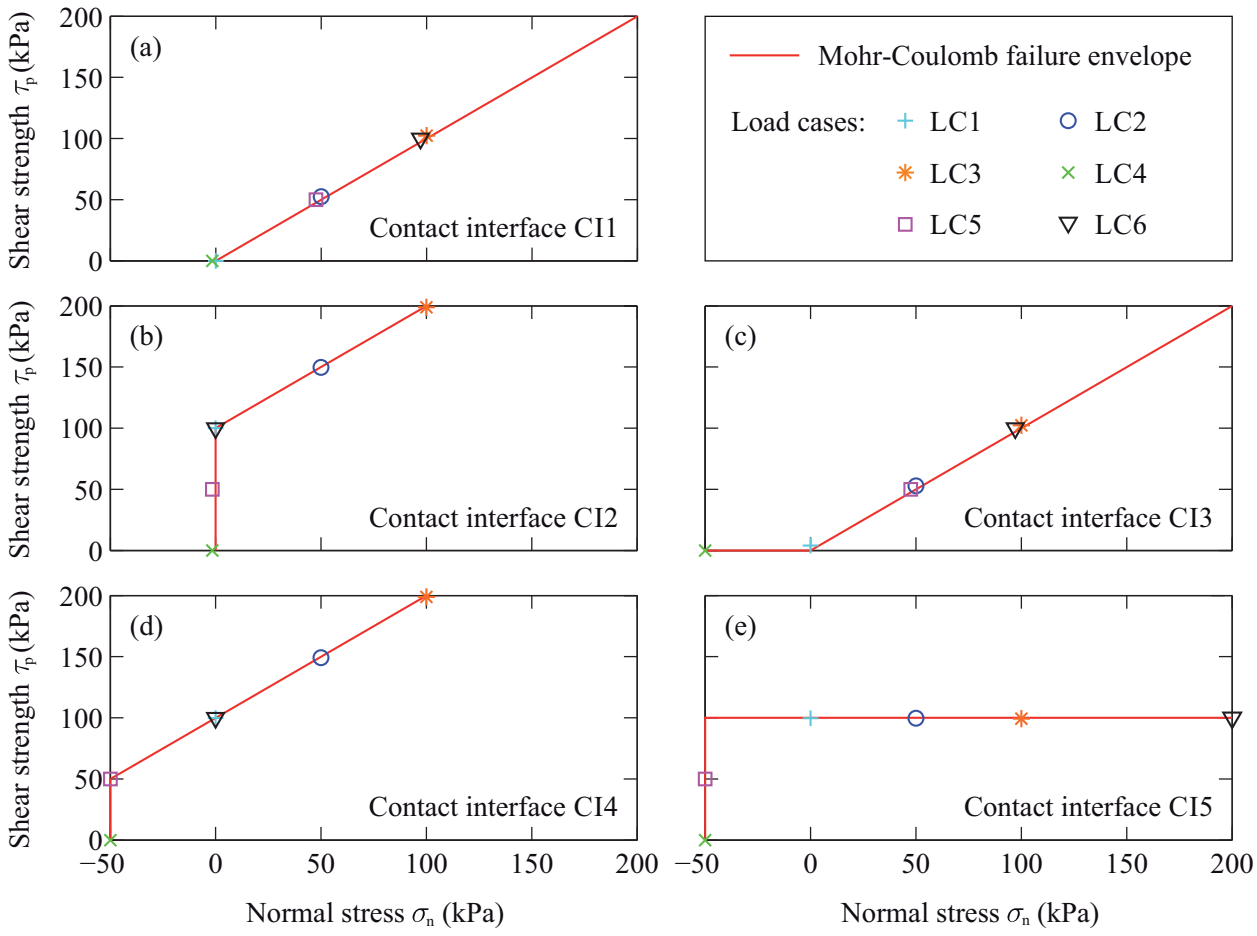



Figure 4.16 Comparison of numerical results obtained using the proposed modeling procedure to analytical Mohr-Coulomb failure envelope : (a) Contact interface CI1 ; (b) Contact interface CI2 ; (c) Contact interface CI3 ; (d) Contact interface CI4 ; (e) Contact interface CI5.

## 4.9 Appendix B : Example of contact convergence studies

This appendix presents an example of a convergence study illustrating the effect of parameter $\varepsilon_{\mathrm{s}}$ on dam seismic response. As mentioned previously, the parameter $\varepsilon_{\mathrm{s}}$ can be related to the maximum relative velocity corresponding to a sticking condition of the contactor interface with respect to the target. This parameter is used in a friction regularization algorithm programmed in ADINA, which involves linearization of the frictional constraints (ADINA 2019). The value of $\varepsilon_{\mathrm{s}}$ has to be selected carefully by the user to ensure convergence of analysis results.

Figure 4.17 illustrates the effect of various values of $\varepsilon_{\mathrm{s}}$ on the horizontal residual displacement of dam $\mathrm{D}^{(\mathrm{S})}$ subjected to static gravity loads applied through a ramp from $t = -10\,\mathrm{s}$ to $t = 0\,\mathrm{s}$, and then to Imperial Valley (1944) ground motion from $t = 0$ to $t = 40\,\mathrm{s}$. The following mechanical properties are considered at the dam-rock interface : $\phi = 55^{\mathrm{o}}$, $c = 0.01\,\mathrm{MPa}$ and $f_{\mathrm{t}} = 0.01\,\mathrm{MPa}$.

It can be seen from Figure 4.17 that a value of $\varepsilon_{\mathrm{s}} = 10^{-5}$ is required to get a good convergence of the residual displacement. Indeed, when $\varepsilon_{\mathrm{s}} \geqslant 10^{-3}$, the monolith slides even during the application of static gravity loads while the sliding safety factor $SSF \geqslant 3$, which is not coherent. Similar convergence studies were conducted for all the other dam models studied. A value of $\varepsilon_{\mathrm{s}} = 10^{-9}$ was adopted as it was found to provide excellent convergence for all the models.

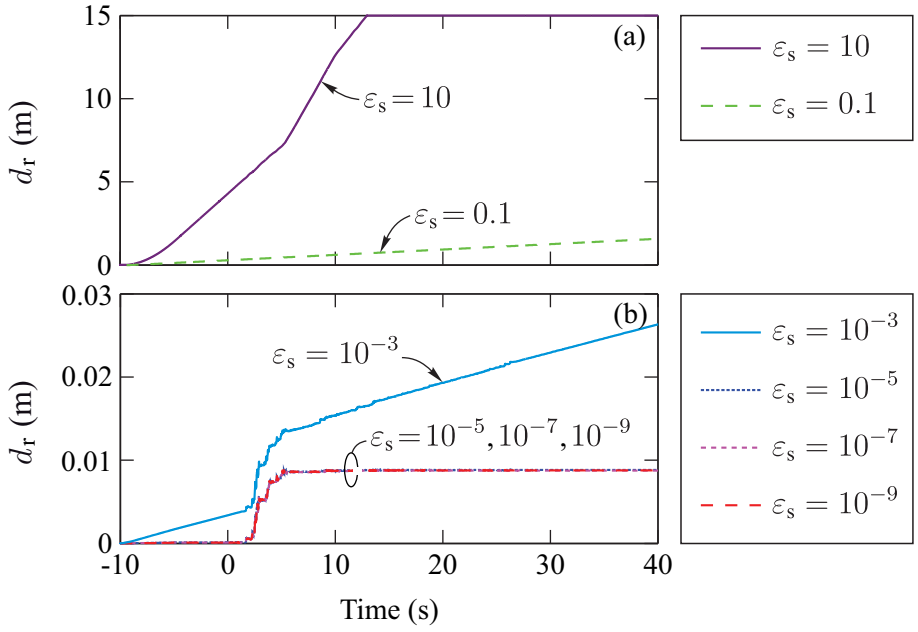



Figure 4.17 Example of a convergence study illustrating the effect of parameter $\varepsilon_s$ on horizontal residual displacements of dam $D^{(S)}$ subjected to static gravity loads and Imperial Valley (1944) ground motion : (a) $\varepsilon_s = 10$ and $\varepsilon_s = 0.1$; (b) $\varepsilon_s = 10^{-3}$, $\varepsilon_s = 10^{-5}$, $\varepsilon_s = 10^{-7}$, and $\varepsilon_s = 10^{-9}$.

## 4.10 References

ADINA. (2019). "Theory and modeling guide." *Report ARD 06-7*, Watertown, MA, USA.

Alliard, P. M., and Léger, P. (2008). "Earthquake safety evaluation of gravity dams considering aftershocks and reduced drainage efficiency." *Journal of Engineering Mechanics*, 134(12), 12-22.

Australian National Committe On Large Dams (ANCOLD). (1998). *Guidelines for design of dams for earthquake*, Hobart, Australia.

Arabshahi, H., and Lotfi, V. (2008). "Earthquake response of concrete gravity dams including dam–foundation interface nonlinearities." *Journal of Engineering Structures*, 30(11), 3065–3073.

Bolzon, G. (2010). "Collapse mechanisms at the foundation interface of geometrically similar concrete gravity dams." *Journal of Engineering Structures*, 32(5), 1304-1311.

Canadian Dam Association (CDA). (2007). *Dam safety guidelines*, Edmonton, AB, Canada.

Electric Power Research Institute (EPRI). (1992). "Uplift pressures, shear strengths and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams." *EPRI TR-100345*, Palo Alto, CA, USA.

Federal Energy Regulatory Commission (FERC). (2000). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects - Draft chapter III : Gravity Dams*, Office of Energy Projects, Division of Dam Safety and Inspections, Washington, DC, USA.

Federal Energy Regulatory Commission (FERC). (2002). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects - Draft chapter III : Gravity Dams*, Office of Energy Projects, Division of Dam Safety and Inspections, Washington, DC, USA.

French Commission On Large Dams (FRCOLD). (2008). "French recommendations for limit-state analytical review of gravity dam stability." *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 12(9), 1137-1164.

Griffith A. A. (1921). "The Phenomena of Flow and Rupture in Solids." *Philosophical Transactions of the Royal Society*, A221, 163–198.

GSC (Earthquakes Canada, Geological Survey of Canada). (2006).
http :// earthquakescanada.nrcan.gc.ca (Sep. 27, 2006).

International Commission on Large Dams (ICOLD). (2004). *Sliding Safety of Existing Gravity Dams - Final Report,* Paris, France.

Lo, K. Y., Lukajic, B., Wang, S., Ogawa, T., and Tsui, K. K. (1990). "Evaluation of strengh parameters of concrete-rock interface for dam safety assessment." Canadian Dam Association, Toronto, ON, Canada, 71-94.

Lo, K. Y., Ogawa, T., Lukajic, B., Smith, G. F., and Tang, J. H. K. (1991a). "The evaluation of stability of existing concrete dams on rock foundations and remedial measures." *ICOLD, 17th Congress*, ASTM, West Conshohocken, PA, USA, 963–990.

Lo K. Y., Ogawa T., Lukajic B., Dupak D. D. (1991b). "Measurements of strength parameters of concrete-rock contact at the dam-foundation interface." *American Society for Testing and Materials.*, 14, 383-394.

Lo, K. Y., and Grass, J. D. (1994). "Recent experience with safety assesment of concrete dams on rock foundation." Canadian Dam Association, Toronto, ON, Canada, 231–250.

Nuss, L. K., Matsumoto, N., and Hansen, K. D. (2012). "Shaken, but not stirred - Earthquake performance of concrete dams." *32nd Annual USSD Conference*, USSD, Denver, CO, USA.

PEER (Pacific Earthquake Engineering Research Center). (2012). "Strong motion database."
http ://peer.berkeley.edu/smcat/ (Sep. 15, 2012).

Raphael, J. M. (1978). "The nature of mass concrete in dams." *ACI Special Publication*, 55, 133-160.

United States Army Corps of Engineers (USACE). (1995). "Gravity Dam Design." *Engi-*

*neering monograph EM1110-2-2200,* Washington, DC, USA.

United States Army Corps of Engineers (USACE). (1995). "Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures." *Engineering monograph EM1110-2-6053,* Washington, DC, USA.

United States Bureau of Reclamation (USBR). (2009). *Risk Analysis for Concrete Gravity Dams. Chapter 12,* Washington, DC, USA.

Westergaard, H. M. (1933). "Water pressure on dams during earthquakes." *Transactions ASCE*, 98, 418-472.

# CHAPITRE 5 ARTICLE 2 : ROUGHNESS EFFECTS ON THE SHEAR STRENGTH OF CONCRETE AND ROCK JOINTS IN DAMS BASED ON EXPERIMENTAL DATA

**Sylvain Renaud, Tarik Saichi, Najib Bouaanani, Benjamin Miquel, Marco Quirion and Patrice Rivard**

Paper published in Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering.
Submitted February 16, 2018. Accepted March 27, 2019.

## 5.1 Abstract

This paper investigates the effects of joint roughness on shear strength based on experimental data obtained from shear tests on 18 specimens presenting an unbonded contact interface, i.e. fully open with no bond, drilled from concrete, concrete-rock, and rock joints in existing dams. Original and practical procedures are developed to numerically process 3D profiles of laser-scanned interfaces of the tested contact specimens, and then evaluate the corresponding roughness parameters for the prediction of joint shear strength. Orientation-dependent Joint Roughness Coefficient ($JRC$) and Joint Matching Coefficient ($JMC$) are also proposed to investigate roughness effects as a function of shearing direction. The analysis of the experimental results confirmed that the contribution of roughness to the shear strength of a dam joint has to be considered. Furthermore, the results suggest that only little shear-induced degradation occurs along the contact specimens during the tests. Shear strength values from shear tests conducted on contact specimens are compared to predictions using an analytical equation adapted to include the orientation-dependent $JRC$ and $JMC$. The results highlight the significant role of roughness and matching properties on the shear strength of unbonded natural joints, although the quality of the predictions was found to be sensitive to the selection of the residual friction angle $\phi_{\mathrm{r}}$ and the joint compressive strength $JCS$. It is also found that joint roughness and matching depends on shear direction which can significantly affect shear strength predictions. These results clearly illustrate the need for sensitivity analyses to evaluate the variation of joint shear strength should a potential dam sliding occur along a direction different from the one adopted during shear tests.

## 5.2 Introduction

Joints within a concrete dam, whether within the dam, at the interface with the rock foundation, or within the rock foundation are generally considered as potentially vulnerable areas where failure under various loads may develop and progress (Tinawi *et al.* 2000, Nuss *et al.* 2012). Therefore, estimating the potential of dam sliding along such joints has been a major research and engineering concern over the last several decades (Lo *et al.* 1994, Johansson 2009, Moradian *et al.* 2010, Rousseau 2010, Champagne 2012, Gutiérrez 2013, Andjelkovic *et al.* 2015, Tian *et al.* 2015, Krounis *et al.* 2016, Renaud *et al.* 2016, Mouzannar *et al.* 2017). To assess the sliding stability of dam monoliths, most guidelines recommend the use of the Gravity Method coupled with the Coulomb criterion (USACE 1995, FERC 2016, ICOLD 2004, CDA 2007, USBR 2009, CFBR 2012). According to this approach, concrete-concrete, concrete-rock and rock-rock joints are generally simplified into weakness planes corresponding to possible failure modes of the dam, as illustrated for the dam-rock interface in Figure 5.1.

However, there is still uncertainty about the effects of joint roughness on the sliding stability of a concrete dam. Previous research highlighted the major influence of asperities on the shear strength of rock joints, and several empirical or numerical tools have been proposed to quantify the roughness at such interfaces (Patton 1966, Ladanyi and Archambault 1970, Jaeger 1971, Barton and Choubey 1977, Seidel and Haberfield 1995a, Grasselli and Egger 2003, Barton 2013, Bahaadini *et al.* 2013). Most of these studies were related to mining engineering applications and rock slope stability analysis, thus focusing on the behaviour of rock discontinuities, generally involving a single material and, in some cases, high stress levels, as opposed to dam joints (Seidel and Haberfield 2002a, Rousseau 2010, Champagne 2012, Gutiérrez 2013). Although experimental evidence illustrates that roughness substantially affects the shear strength of dam joints including dam-rock interfaces (Seidel and Haberfield 2002a, Johansson 2009, Rousseau 2010, Champagne 2012, Gutiérrez 2013, Fathi *et al.* 2015, Mouzannar *et al.* 2017), several observations suggest that the shear behaviour of dam joints may present some differences compared to the traditional case studies in rock mechanics. Indeed, normal stresses along rock discontinuities can reach high values up to 10 MPa in mining engineering applications (Bahaaddini *et al.* 2013), whereas they are generally comprised between 0.15 MPa and 0.8 MPa along dam joints (Leclerc *et al.* 2003, Johansson 2009, Rousseau *et al.* 2010, Moradian *et al.* 2010). Furthermore, Haberfield and Seidel (1999) highlighted that concrete-rock joints such as dam-rock interfaces can show significantly higher peak shear strength than rock joints if the same roughness and compressive strength are assumed.

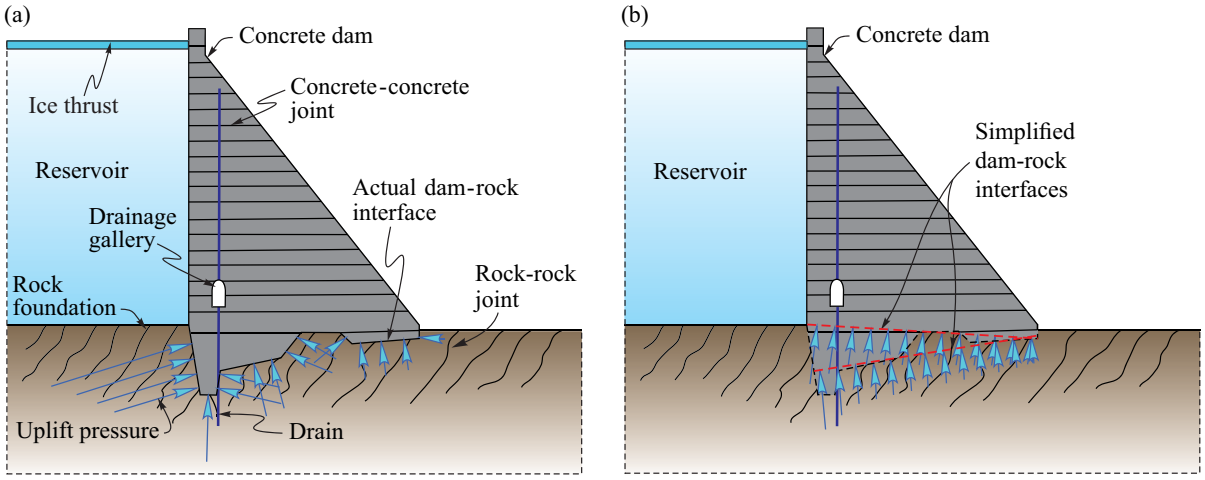



Figure 5.1 Sliding stability assessment of a gravity dam subjected to various loads and presenting different types of joints : (a) dam-rock interface with rough geometry ; and (b) dam-rock interface with simplified geometry.

Extensive experimental data on the shear strength of dam joints is also still needed. Obtaining such data is usually hampered by the high costs and difficulties associated with dam *in-situ* testing. Previous research has shown that joints within dam-rock systems may be partially bonded, i.e. with non-null tensile strength and cohesion values (EPRI 1992, Lo and Grass 1994). However, bonded contact specimens, i.e. with non-null tensile strength, are difficult to extract from dam sites as links often break during the drilling process. As a result, high uncertainties are associated with the values and spatial distribution of cohesion along dam joints, and many guidelines require to consider dam-rock interfaces as unbonded (ICOLD 2004, CDA 2007, Johansson 2009, FERC 2016). Nevertheless, many shear tests conducted on dam joints have been performed on partially bonded joints (EPRI 1992, Lo and Grass 1994, Andjelkovic *et al.* 2015, Tian *et al.* 2015, Krounis *et al.* 2016, Mouzannar *et al.* 2017). Such experimental studies cannot isolate the effects of cohesion from those of roughness. As an alternative, artificial unbonded concrete-rock joints have been shear-tested for dam applications (Haberfield and Seidel 1999, Gutiérrez 2013). However, it is generally agreed that shear tests on natural unbonded dam-rock interfaces provide more realistic experimental data (Seidel and Haberfield 2002a, Johansson 2009). Such results are critically needed to validate predictive models and failure criteria for the evaluation of shear response of dam joints (Johansson 2009, Champagne 2012, Mouzannar *et al.* 2017).

This paper presents an original investigation of roughness effects on shear strength based on experimental data from constant normal loading shear tests of 18 unbonded contact

specimens. The specimens were drilled from concrete-concrete, concrete-rock, and rock-rock joints of existing dams, and have diameters $D_s$ varying from 83 mm to 145 mm. Original and practical procedures are proposed to process the 3D profiles of the Laser-scanned interfaces and to quantify corresponding roughness parameters. Orientation-dependent Joint Roughness Coefficient and Joint Matching Coefficient are also proposed to investigate roughness effects as a function of shearing direction. The shear strength of each type of tested contact specimens, i.e. concrete-concrete, concrete-rock, and rock-rock joints, is predicted based on joint roughness and matching properties, and the results are compared to the experimental findings.

## 5.3 Contact specimens and shear testing

### 5.3.1 Tested contact specimens

This work focuses on the shear strength of unbonded joints, i.e. fully open. This assumption is motivated by the need to : (i) avoid the high uncertainty associated with the presence and values of cohesion along dam-rock interface ; and (ii) isolate the effects of cohesion from those of roughness. The 18 studied small-scale unbonded specimens include 6 rock-rock (RR), 6 concrete-rock (CR), and 6 concrete-concrete (CC) natural joints as described in Table 5.1. These specimens were obtained from cores drilled at the sites of three existing gravity-dams in Quebec, Canada. The three dams are denoted hereafter as D1, D2 and D3. Dams D1 and D2 are situated in the Grenville geologic province of the Canadian Shield, while dam D3 is located in the Ottawa river valley, part of the St-Lawrence Platform. The geographic location of these three Canadian geological provinces is given in Figure 5.2. Examples of cores drilled from the three dam sites are depicted in Figure 5.3. Dam D1 is built on a rock foundation mainly composed of gneiss and migmatites. Cold joints within the dam are of variable quality, mainly due to Alkali-Aggregate Reaction (AAR). Dam D2 is built on a rock foundation mainly composed of granitic gneiss. The concrete of the dam is globally of good quality, although some cracks could be observed. Dam D3 is built on rock foundation mainly composed of layered limestone and shale, whereas the concrete seems to be affected by AAR. The experimental results obtained from the three dam sites studied show that the compressive strength of concrete $f_c^{(c)}$ is approximately equal to 30 MPa, while the rock compressive strength $f_c^{(r)}$ is comprised between :

– 70 MPa and 187 MPa for the gneiss and migmatites rock foundation of Dam D1 ;
– 98 MPa and 172 MPa for the gneiss rock foundation of Dam D2 ;
– 32 MPa and 111 MPa for the shale and limestone rock foundation of Dam D3.

### 5.3.2 Laser-scanning setup

The 18 contact specimens were scanned using a Laser profilometer, as illustrated in Figure 5.4 (a), before being subjected to shearing tests at the Rock Mechanics Laboratory of the Université de Sherbrooke. Scanning rock or concrete surfaces with a Laser profilometer is a reliable method which has been efficiently used in previous studies (Grasselli *et al.* 2002, Moradian *et al.* 2010, Rousseau *et al.* 2012, Champagne 2012). The 3D numerical profiles were obtained by scanning the two faces of the joints with the Laser profilometer, which was attached to an articulated arm used to stabilize and accurately position the scanning device as illustrated in Figure 5.4 (a). Each raw scanned profile consists of a cloud containing several million points as shown in Figure 5.4 (b), which were processed subsequently to characterize the 3D geometry of the contact interfaces, as explained below.

### 5.3.3 Shear test device

The 18 scanned contact specimens were subjected to direct shear tests assumed to be under Constant Normal Loading (CNL) conditions, i.e. the applied normal stress along the joint has to remain constant during the test. These testing conditions are appropriate for shear testing of dam joints (Johansson 2009, Rousseau 2010, Champagne 2012, Gutiérrez 2013, Krounis *et al.* 2016). However, slight variations of the normal stress can occur during the shear test due to the tolerances of the experimental device. The tests were performed using a direct shear apparatus under controlled displacement mode (Rousseau 2010, Champagne 2012). The shear test device is composed of two blocks as described in Figure 5.4 (c) : a fixed inferior block, and a superior block which can move horizontally (shear displacement) and vertically (dilation) through sliding over the inferior block. A distance $\gamma$ of approximately 10 mm separates the two encapsulating materials which consist of mortar poured to maintain the lower and upper specimen cores within the fixed and mobile blocks, as illustrated in Figure 5.4 (d). A normal force $F_{\mathrm{n}}$, corresponding to a normal pressure $\sigma'_{\mathrm{n}}$, is applied on the top of the mobile block during the shear tests, as shown in Figure 5.4 (c). This force $F_{\mathrm{n}}$ generates along the joint a normal stress $\sigma_{\mathrm{n}} = F_{\mathrm{n}}/A_{\mathrm{s}}$, where $A_{\mathrm{s}}$ denotes the area of the horizontal section of the contact specimen.

The normal stress $\sigma_{\mathrm{n}}$ applied along the joints during the shearing tests varied between

Table 5.1 Description of 18 studied small-scale unbonded specimens drilled from existing gravity-dams.

| Contact specimen | Type of interface | Dam site | Rock foundation |
|---|---|---|---|
| CC1-1 | Concrete-concrete | Dam 1 | Gneiss and migmatites |
| CC1-2 | Concrete-concrete | Dam 1 | Gneiss and migmatites |
| CC1-3 | Concrete-concrete | Dam 1 | Gneiss and migmatites |
| CC2-1 | Concrete-concrete | Dam 2 | Gneiss |
| CC2-2 | Concrete-concrete | Dam 2 | Gneiss |
| CC2-3 | Concrete-concrete | Dam 2 | Gneiss |
| CR1-1 | Concrete-rock | Dam 1 | Gneiss and migmatites |
| CR1-2 | Concrete-rock | Dam 1 | Gneiss and migmatites |
| CR2-1 | Concrete-rock | Dam 2 | Gneiss |
| CR2-2 | Concrete-rock | Dam 2 | Gneiss |
| CR3-1 | Concrete-rock | Dam 3 | Limestone and shale |
| CR3-2 | Concrete-rock | Dam 3 | Limestone and shale |
| RR1-1 | Rock-rock | Dam 1 | Gneiss and migmatites |
| RR1-2 | Rock-rock | Dam 1 | Gneiss and migmatites |
| RR2-1 | Rock-rock | Dam 2 | Gneiss |
| RR2-2 | Rock-rock | Dam 2 | Gneiss |
| RR3-1 | Rock-rock | Dam 3 | Limestone and shale |
| RR3-2 | Rock-rock | Dam 3 | Limestone and shale |

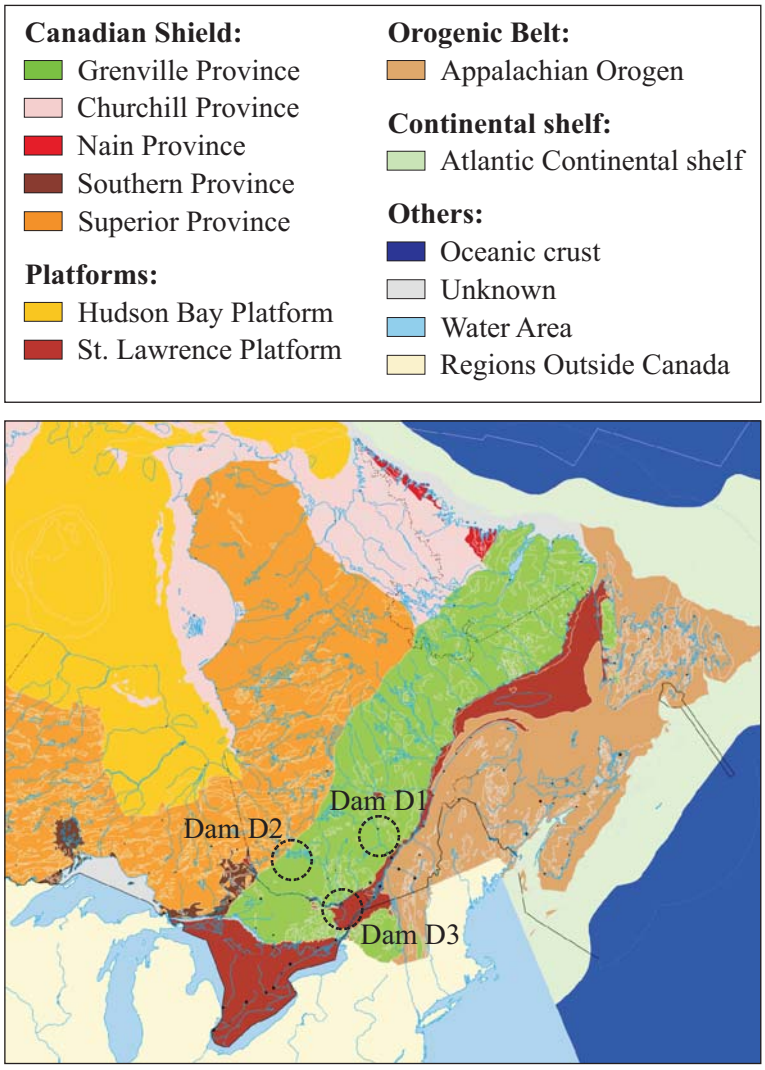



Figure 5.2 Geological provinces of eastern Canada and locations of the dam sites studied (adapted from Atlas Canada, 2018).

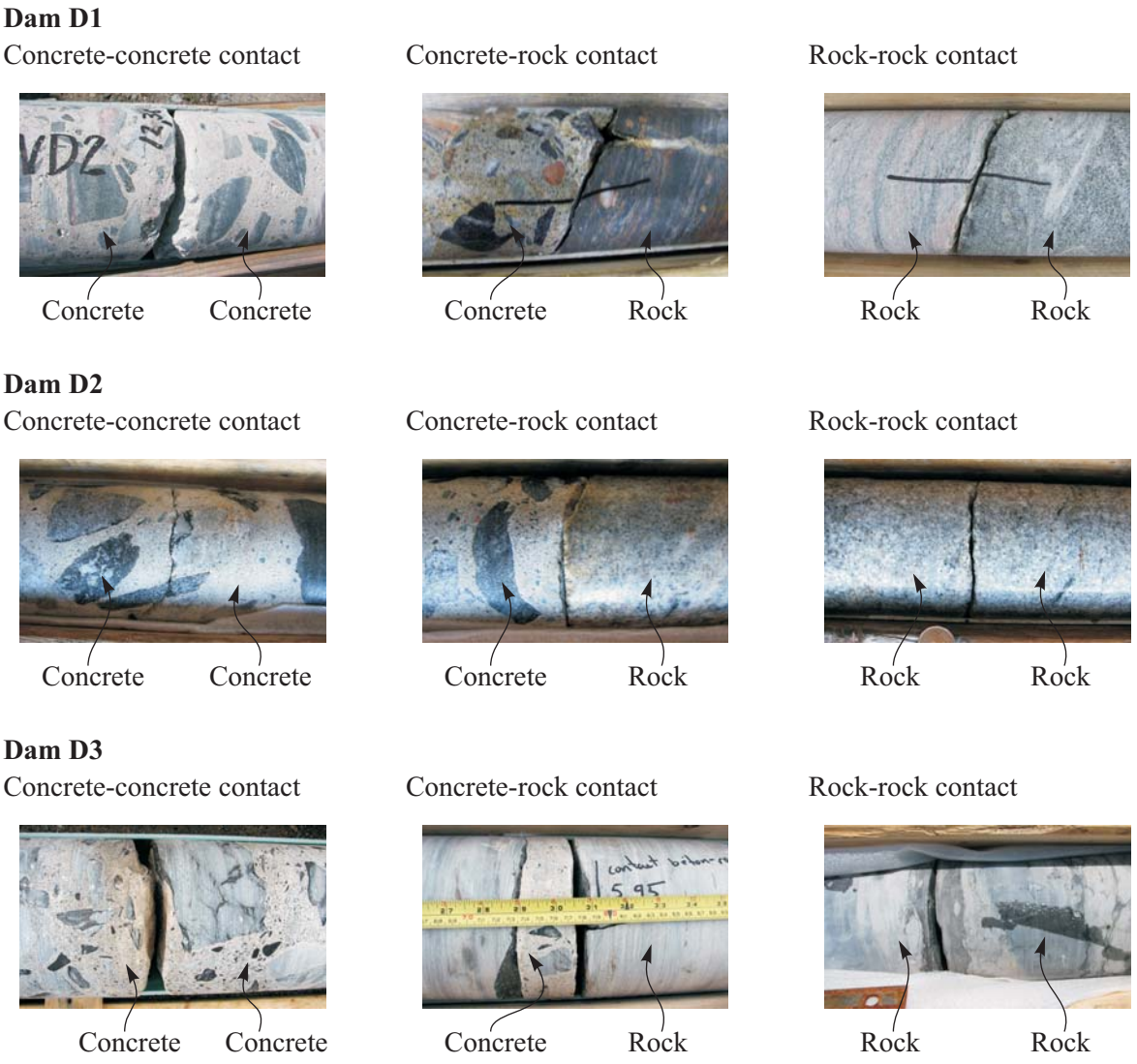



Figure 5.3 Examples of concrete-concrete, concrete-rock, and rock-rock cores drilled from the three gravity dams.

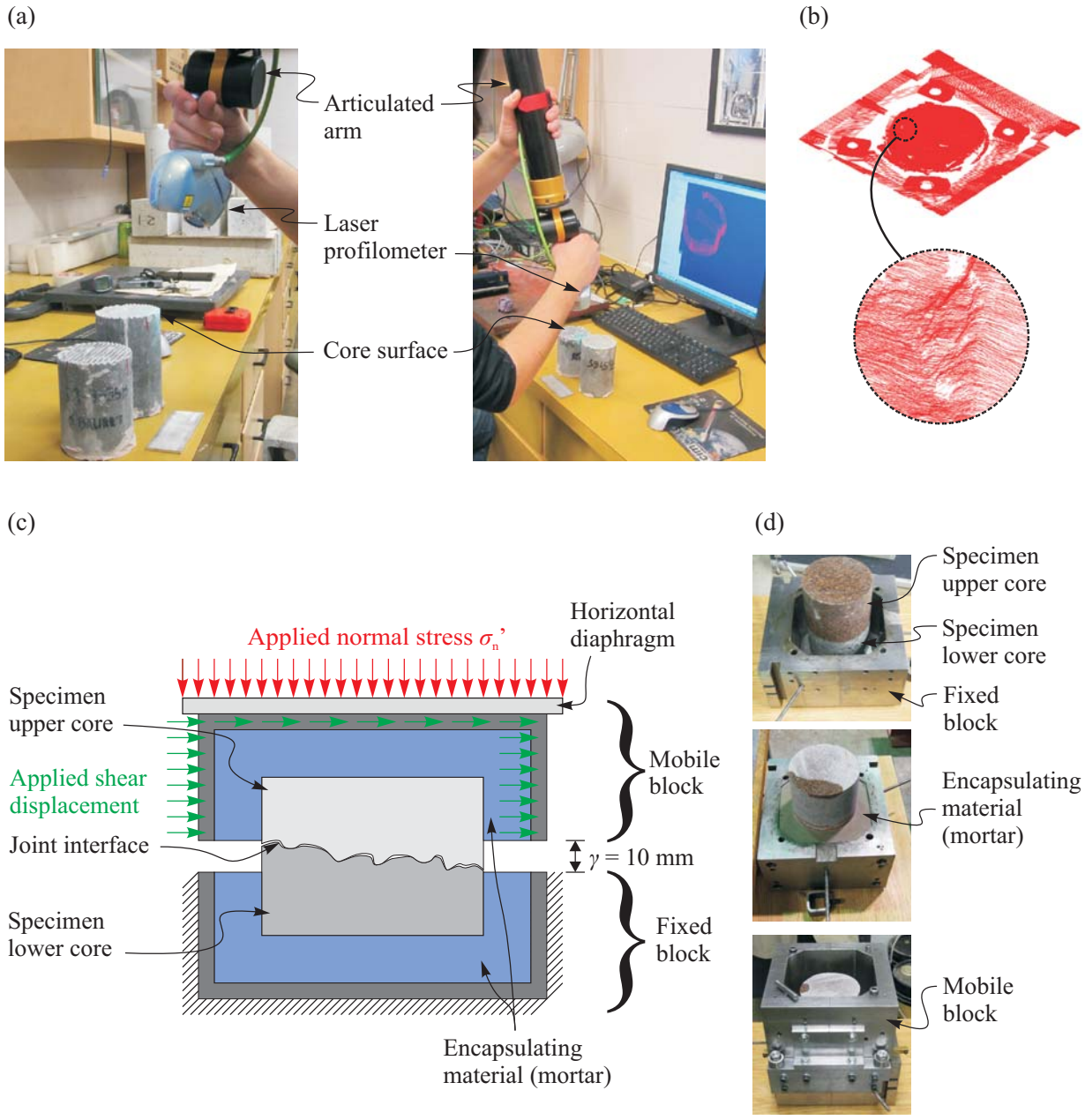



Figure 5.4 Experimental setup : (a) Laser profilometer used to scan core surfaces ; (b) raw scanned profile consisting of a cloud of several million points ; (c) schematic representation of the direct shear test setup used under Constant Normal Loading (CNL) conditions ; and (d) preparation of fixed and mobile blocks using encapsulating mortar.

0.15 MPa and 0.45 MPa, approximately. Such low levels of normal stress correspond to the *in-situ* conditions of the three concrete gravity dams studied. This range of normal stress values can also be obtained using the gravity-method through structural analyses of typical gravity dams up to 45 m high (Leclerc *et al.* 2003). Prior to testing, the contact specimens were subjected to a normal stress of $2\sigma_{\mathrm{n}}$ for one minute to ensure a fitting of the lower and upper faces of the joints, with $2\sigma_{\mathrm{n}} \leqslant 0.9$ MPa. The experimental results obtained from the three dam sites studied show that the compressive strength for both concrete $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}$ and intact rock $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}$ are equal or superior to 30 MPa. Therefore, for all contact specimen, $2\sigma_{\mathrm{n}}$ is probably smaller than $JCS/12$, where $JCS$ denotes the Joint Compressive Strength. This observation indicates that the surface roughness of the contact specimens is not likely to change after applying a normal stress of $2\sigma_{\mathrm{n}}$ before shearing (Yang and Huang 1995).

Shear displacements were applied at a rate of 0.15 mm/min. The experimental shearing direction was chosen to correspond to that along which the roughness of a contact specimen was estimated approximately as being the lowest based on visual assessment, as illustrated in Figure 5.5. The selected experimental shearing direction is supposed to give the lowest dilation $v^{(\mathrm{exp})}$ and peak shear strength $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$, i.e. the most conservative results for a contact specimen. This protocol was also adopted to ensure approximate CNL conditions as higher dilations may induce larger variations of the normal stress due to the inaccuracies of the experimental device. However, it is important to note that the experimental shear direction may not correspond to lowest roughness parameters and predicted joint shear strength since it is based on subjective visual inspection. The shear stress at the interface was obtained from the corresponding shear force measured by a load cell. The maximum imposed shearing displacement was fixed at 10 mm, as it is commonly accepted that the peak shear strength of a small unbonded interface is obtained for a shear displacement between 0.4 mm and 1 mm (Barton and Choubey 1977). For each contact specimen, four types of data were generated : (i) a 3D scanned profile of the joint's lower face ; (ii) a 3D scanned profile of the joint's upper face ; (iii) a shear stress-shear displacement curve ; and (iv) a dilation-shear displacement curve. The following section details the processing of the available data to investigate roughness effects on the shear response of the tested contact specimens.

## 5.4 Processing of the 3D scanned profiles

### 5.4.1 Cleaning and filtering

A practical procedure was developed in this work to process the scanned 3D profiles, as illustrated by the flowchart in Figure 5.6. The initial scans, which contained irregularly-spaced

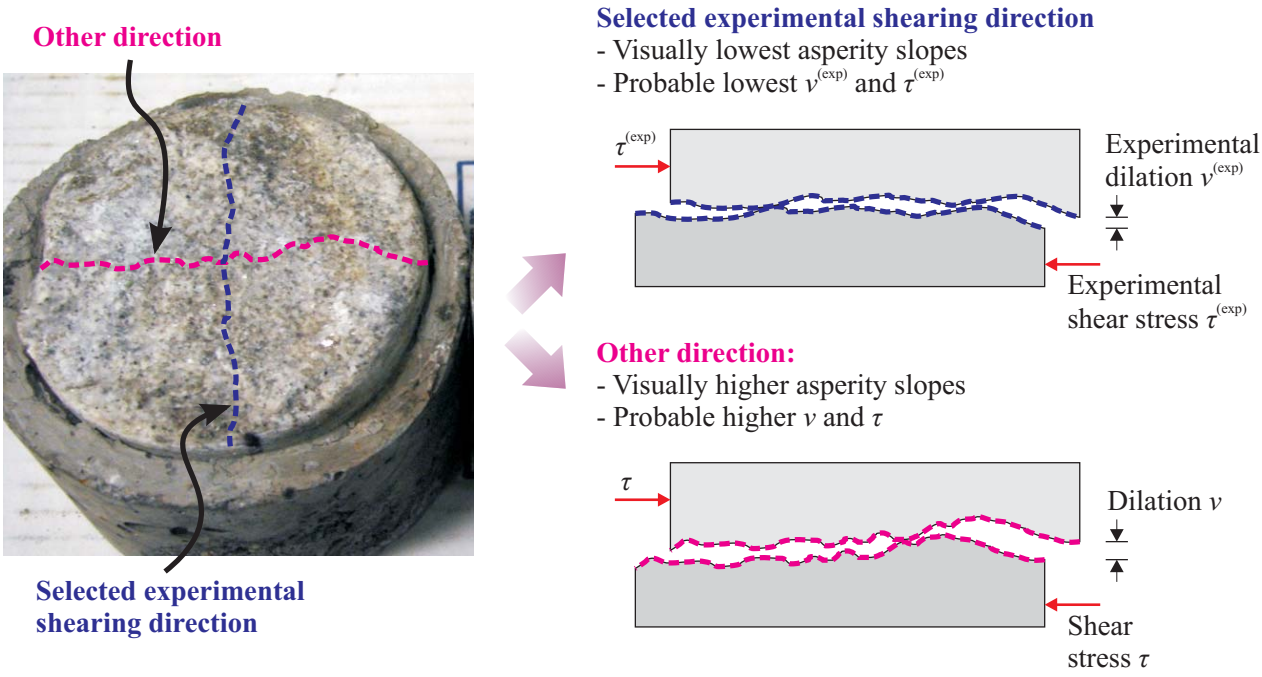



Figure 5.5 Visual selection of the experimental shearing direction.

points, were first cleaned using the software CloudCompare (2017), as illustrated in Figure 5.6 (a). They were then meshed using a specially developed routine, programmed under MATLAB (2019), which : (i) adjusts the position and the orientation of the scanned profiles, and (ii) then discretizes the initial cloud of points into a regular grid, with a fine resolution of $\Delta_s = 0.05$ mm, defined in a horizontal Cartesian coordinate system $(x^{(0)}, y^{(0)})$, where $x^{(0)}$ designates an axis parallel to the shearing direction adopted during the shear tests, and $y^{(0)}$ an axis perpendicular to $x^{(0)}$. The origin of this coordinate system is chosen approximately at the center of each cleaned scanned 3D profile. Special attention was given to the selection of an appropriate sampling resolution $\Delta_s$. Indeed, noise present in the form of artificial undulations could be induced by a too refined resolution close to the measuring precision of the Laser profilometer. It is possible to reduce the influence of noise using data smoothing through the interpolation of the original points into a uniform distribution (Khoshelham et al. 2011). However, such practice may be inappropriate for effective noise reduction (Gonzales and Woods 1992). For instance, data smoothing can lead to the loss of roughness information in the case of rock discontinuities (Khoshelham *et al.* 2011). In this work, a filtering procedure is specifically developed to minimize noise effects in a refined mesh of a scanned profile of a contact specimen using 3D Fourier's expansion, a technique commonly used in image processing (e.g. Gonzales and Woods 1992). However, several precautions had to be taken to

adapt this technique to the present work and ensure an efficient noise filtering of the scanned profiles, as illustrated in Figures 5.6 (b) and (c). First, as required by the Nyquist-Shannon theorem, a sampling rate of $1/\Delta_s = 1/0.05$ mm, i.e. corresponding to 20 kHz, was selected at least twice as high as the noise frequency, estimated visually from the 3D surface profiles to be around 0.2 mm, i.e. 5 kHz, as shown in Figure 5.6 (b). Then, linear interpolation was used to create a rectangular grid of resolution $\Delta_s$, covering the scanned 3D profiles, thus yielding an integration domain of $M$ and $N$ points along axes $x^{(0)}$ and $y^{(0)}$, respectively, as shown in Figure 5.6 (c). As a result, the scanned surface is represented by a discrete spatial function of heights $z_{j,k}$ of the $M \times N$ points, with $0 \leqslant j \leqslant M-1$ and $0 \leqslant k \leqslant N-1$. These heights are defined according to a vertical axis $z$ with origin coinciding with the lowest grid point of each 3D profile. The coordinate values $z_{0,k} = z_{M-1,k} = z_{j,0} = z_{j,N-1} = 0$ are imposed to ensure that the function $z$ is 2-fold periodic (i.e. periodic along both axes $x^{(0)}$ and $y^{(0)}$) and corresponds to frequencies of $1/[(M-1)]\Delta_s$ and $1/[(N-1)]\Delta_s$ along axes $x^{(0)}$ and $y^{(0)}$, respectively. A filtering procedure of the spatial function $z$ based on 3D discrete Fourier expansion is then programmed and applied to obtain the final 3D spatial function of heights $\tilde{z}_{j,k}$ of the $M \times N$ points, with $0 \leqslant j \leqslant M-1$ and $0 \leqslant k \leqslant N-1$, as illustrated in Figure 5.6 (c). For this purpose, the 3D discrete Fourier expansion harmonic components $F_{r,s}$ of the heights function $z$ are obtained for $-M/2 \leqslant r \leqslant M/2$ and $-N/2 \leqslant s \leqslant N/2$ according to Eq. (5.4) of appendix A. A progressive low-pass filter is defined next using two frequencies $h_1$ and $h_2$ as given by Eq. (5.5), to obtain the filtered harmonic components $\tilde{F}_{r,s}$ of $F_{r,s}$, and then the filtered heights function $\tilde{z}$ using the inverse Fourier transform according to Eq. (5.6). The proposed filtering technique was programmed in MATLAB (2019). The two frequencies defining the low-pass filter were chosen in this work as $h_1 = 1000$ Hz and $h_2 = 2000$ Hz. For all cases, the final filtered 3D surface profiles were visually inspected to ensure that they were not distorted by inadequate selection of these frequencies. The spatial function defining the vertical coordinates of the grid points constituting the 3D final profiles is denoted by $\bar{z}$. Examples of the obtained 3D processed profiles for the lower half of contact specimens CC2-1, CR2-2, and RR2-1 are shown in Figures 5.7 (a), (b) and (c), respectively. Three 2D vertical profiles parallel to the plane $(x^{(0)}, \bar{z})$ are also extracted from each 3D final profile of diameter $D_s$, as illustrated in Figures 5.7 (a), (b) and (c) for the lower half of contact specimens CC2-1, CR2-2, and RR2-1, respectively, and are defined as follows :

- The 2D central profile passes through the center of the 3D profile, i.e. corresponding to the vertical plane defined by $y^{(0)} = 0$ (in blue in Figures 5.7 (d), (e) and (f) for the lower half of contact specimens CC2-1, CR2-2, and RR2-1, respectively) ;
- The 2D profile at first quarter is separated from the 2D central profile by a distance of

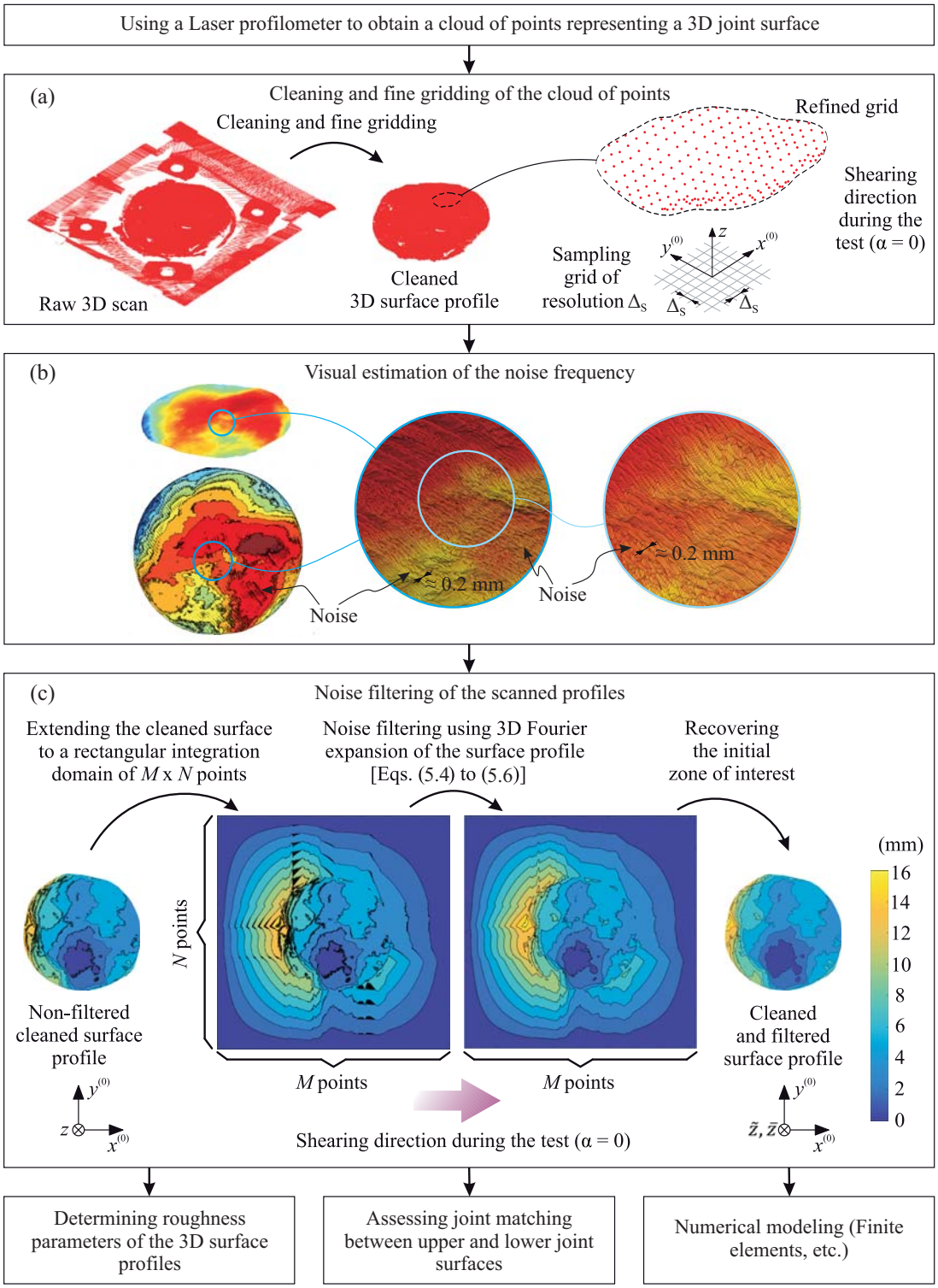



Figure 5.6 Procedure developed to process the scanned 3D profiles of lower and upper faces of contact specimens before and after shearing tests : (a) cleaning and fine gridding; (b) visual estimation of the noise frequency; and (c) noise filtering using Fourier transform and progressive low-pass filter.

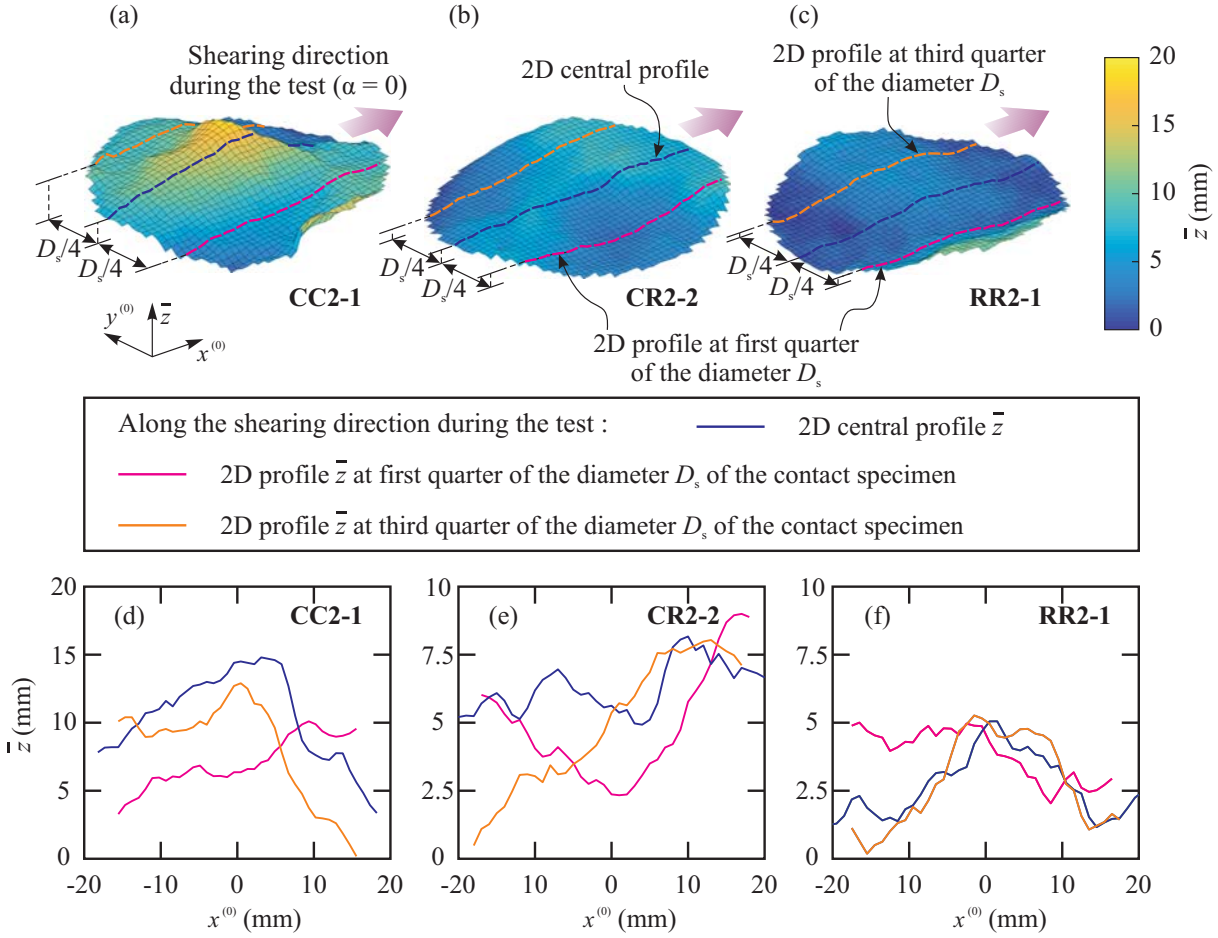



Figure 5.7 Examples of the obtained 3D processed profiles meshed with a resolution of 2 mm, and corresponding 2D central profile, 2D profile at first quarter, and 2D profile at third quarter : (a) and (d) Contact specimen CC2-1 ; (b) and (e) Contact specimen CR2-2 ; and (c) and (f) Contact specimen RR2-1.

$-D_s/4$ along axis $y^{(0)}$, i.e. corresponding to the vertical plane defined by $y^{(0)} = -D_s/4$ (in magenta in Figures 5.7 (d), (e) and (f) for the lower half of contact specimens CC2-1, CR2-2, and RR2-1, respectively) ;

– The 2D profile at first quarter is separated from the 2D central profile by a distance of $D_s/4$ along axis $y^{(0)}$, i.e. corresponding to the vertical plane defined by $y^{(0)} = D_s/4$ (in orange in Figures 5.7 (d), (e) and (f) for the lower half of contact specimens CC2-1, CR2-2, and RR2-1, respectively).

In all cases, the final filtered 2D and 3D surface profiles were visually inspected to ensure that they were not distorted by inadequate selection of the frequencies $h_1$ and $h_2$ defining the low-pass filter. Figures 5.8 (a), (b) and (c) show the effects of the developed filtering process at the resolution $\Delta_s = 0.05$ mm on the central vertical profile extracted from the 3D lower faces of tested joints CC2-1, CR2-2, and RR2-1, respectively, with adequate and inadequate frequencies $h_1$ and $h_2$ defining the low-pass filter. The 2D and 3D processed profiles are used next to evaluate joint roughness and matching parameters.

### 5.4.2 Evaluation of roughness

To investigate roughness effects as a function of shearing direction, an orientation-dependent Joint Roughness Coefficient is proposed in this work. This coefficient, denoted hereafter as $JRC(\alpha)$, is obtained by adapting an equation originally proposed by Tse and Cruden (1979) to be used with the $JRC$-$JCS$ model (Barton and Choubey 1977)

$$JRC(\alpha) = 32.20 + 32.47 \log_{10}\left(Z_2^{3D}(\alpha)\right) \qquad \text{for } -180^o \leqslant \alpha \leqslant 180^o \tag{5.1}$$

with $0 \leqslant JRC(\alpha) \leqslant 20$, in which :

– $\alpha$ denotes an angle, varying from $-180^o$ to $180^o$, defined between the shearing direction adopted during the shear tests and another assumed shear direction $x^{(\alpha)}$ along which shearing of the contact specimen could occur, i.e. the experimental shearing direction adopted during the tests corresponds to $\alpha = 0$.

– $Z_2^{3D}$ is a factor characterizing the roughness of the 3D processed surfaces adapted from the root mean square of the first derivative of the 2D profiles studied by Tse and Cruden (1979). $Z_2^{3D}$ is given for each 3D surface by

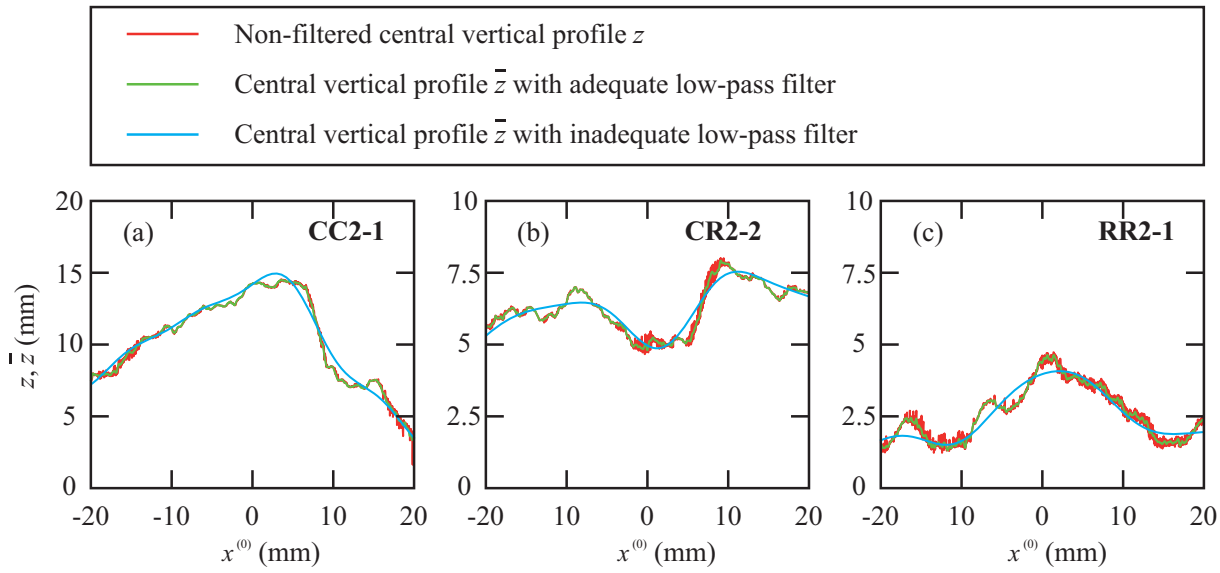



Figure 5.8 Effects of the developed filtering process at the resolution $\Delta_s = 0.05$ mm on the central vertical profile extracted from the 3D lower faces of tested joints with adequate and inadequate frequencies $h_1$ and $h_2$ defining the low-pass filter : (a) Contact specimen CC2-1 ; (b) Contact specimen CR2-2 ; and (c) Contact specimen RR2-1.

$$Z_2^{3D}(\alpha) = \frac{1}{\Delta_{JRC} \sum_{p=1}^{n(\alpha)} (m_p(\alpha) - 1)} \sum_{p=1}^{n(\alpha)} \sqrt{(m_p(\alpha) - 1) \sum_{q=1}^{m_p(\alpha)-1} (\bar{z}_{p,q+1}(\alpha) - \bar{z}_{p,q}(\alpha))^2} \tag{5.2}$$

where $\Delta_{JRC}$ is the resolution of the selected mesh grid to be aligned with the assumed shear direction $x^{(\alpha)}$ and the perpendicular axis $y^{(\alpha)}$, $n(\alpha)$ is the number of vertical 2D profiles parallel to the assumed direction $x^{(\alpha)}$ according to the mesh grid, $m_p(\alpha)$ is the number of points belonging to each vertical 2D profile, and $\bar{z}_{p,q}$ is the vertical coordinate of point $q$ from the 2D profile $p$, as shown in Figure 5.9.

The resolution $\Delta_{JRC}$ used to assess roughness properties of the contact surface is different from the initial fine sampling resolution $\Delta_s$ used for noise filtering. Indeed, the evaluation of the $JRC$ for small scale rock profiles is generally carried out using sampling resolutions of $\Delta_{JRC} = 0.5$ mm or $\Delta_{JRC} = 1$ mm (e.g. Yu and Vayssade 1991, Yang *et al.* 2001, Tatone and Grasselli 2010, Tatone and Grasselli 2013). Furthermore, the order of optimal sampling intervals suggested by Yong *et al.* (2018) to assess the roughness properties of 100 mm long rock profiles is comprised between 0.500 mm and 2.083 mm. It is important to note that

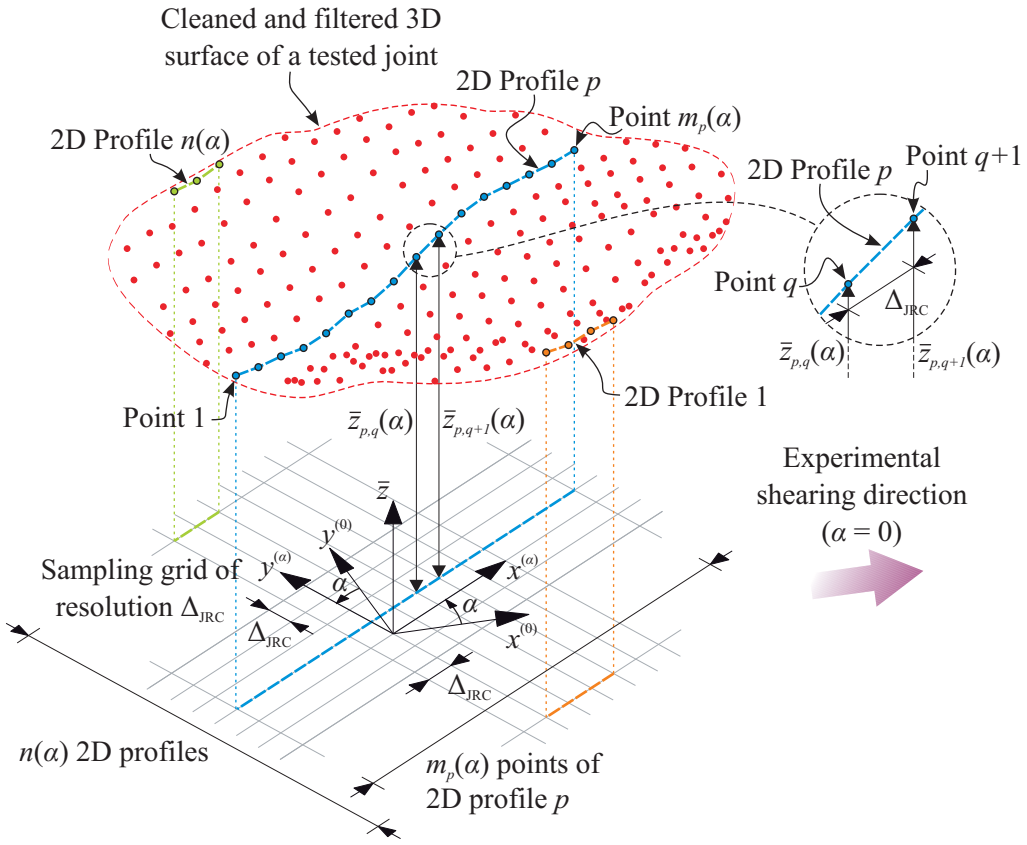



Figure 5.9 Parameters used to determine $Z_2^{3D}(\alpha)$ corresponding to a processed 3D face of a tested joint.

the relation proposed by Tse and Cruden (1979) was validated by Yang *et al.* (2001) using 100 mm long 2D rock profiles with a resolution of $\Delta_{JRC} = 0.5$ mm. However, a value of $\Delta_{JRC} = 1$ mm is preferred in this paper to determine the proposed $Z_2^{3D}$, since it provides smaller values of $JRC(\alpha)$ for 3D surfaces than with $\Delta_{JRC} = 0.5$ mm, i.e. more conservative results are obtained with the selected resolution. It is important to note that the original accuracy of the scanning device, which is less than 0.05 mm, was kept as the final resolution along the vertical axis $\bar{z}$ of the processed 3D faces of contact specimens. For illustration purposes, Appendix B presents a verification example of the formulation proposed to determine orientation-dependent $JRC(\alpha)$ against analytical predictions.

We note that the proposed $JRC(\alpha)$ varies between 0 (no roughness) and 20 (high roughness) as the original $JRC$ (Barton and Choubey 1977). Figure 5.10 illustrates the variation of $JRC(\alpha)$ of the inferior and superior faces of contact specimens CC2-1, CR2-2 and RR2-1. Table 5.2 presents example results of $JRC(\alpha)$ for $\alpha = 0$, $\alpha = 45^{\circ}$ and $\alpha = 90^{\circ}$ corresponding to the 18 tested specimens. In each case, $JRC_{\min}$ and $JRC_{\max}$ denote the smallest and largest values of $JRC(\alpha)$ obtained for the inferior and superior faces of contact specimens. The concrete-concrete contact specimens are generally characterized by greater roughness than concrete-rock and rock-rock contact specimens. This trend is consistent with *in-situ* observations showing that cold joints within dams are generally in a better state than rock discontinuities within the foundation. For instance, it is recommended to clean and prepare the lift joints during the construction of concrete dams with, for example, wet sandblasting or high-pressure water-blasting (ICOLD 1990). When treated, concrete-concrete contact specimens drilled from existing lift joints can exhibit more than 50% of the shear strength of monolithic concrete (ICOLD 2004). Concrete-rock contact specimens may also have substantial roughness, but generally with lower values of $JRC$ than concrete-concrete contact specimens.

The results in Table 5.2 also show that roughness depends on the angle $\alpha$ of the assumed shear direction. It is seen that the angle $\alpha$ induces some variations on the values of $JRC(\alpha)$, which could reach more than 25% for some specimens, i.e. CR1-1, CR2-1, and RR2-1. For brevity, only the smallest of the two values of $JRC(\alpha)$ corresponding to the lower and upper faces of a joint is retained for each contact specimen in the rest of the paper.

### 5.4.3 Assessment of joint matching

In some cases, the values of $JRC(\alpha)$ corresponding to the lower and upper faces of a contact specimen may differ significantly, as illustrated in Table 5.2 and, more specifically, in Figure 5.10 (b), since $JRC_{\min}(\alpha = 0) = 11$, $JRC_{\max}(\alpha = 0) = 19.5$, $JRC_{\min}(\alpha = 45^{\circ}) =$

Table 5.2 Joint Matching Coefficient $JMC(\alpha)$ and orientation-dependent Joint Roughness Coefficient $JRC(\alpha)$ of the 18 tested contact specimens.

| Contact specimen | $\alpha = 0$ (experimental shearing direction) | | | $\alpha = 45^{\circ}$ | | | $\alpha = 90^{\circ}$ | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | $JMC$ | $JRC_{\min}$ | $JRC_{\max}$ | $JMC$ | $JRC_{\min}$ | $JRC_{\max}$ | $JMC$ | $JRC_{\min}$ | $JRC_{\max}$ |
| CC1-1 | 0.6 | 17.6 | 17.6 | 0.8 | 17.8 | 19.2 | 0.6 | 16.0 | 17.6 |
| CC1-2 | 0.5 | 17.9 | 20.0 | 0.7 | 18.8 | 20.0 | 0.8 | 20.0 | 20.0 |
| CC1-3 | 1.0 | 15.9 | 16.3 | 0.9 | 15.7 | 16.6 | 0.9 | 15.3 | 17.9 |
| CC2-1 | 0.9 | 18.1 | 19.0 | 0.9 | 20.0 | 20.0 | 0.9 | 20.0 | 20.0 |
| CC2-2 | 0.7 | 14.6 | 15.4 | 0.8 | 16.0 | 16.7 | 0.9 | 17.0 | 17.6 |
| CC2-3 | 0.6 | 20.0 | 20.0 | 1.0 | 19.1 | 19.9 | 0.6 | 17.2 | 17.7 |
| CR1-1 | 0.6 | 17.7 | 20.0 | 0.8 | 11.6 | 20.0 | 0.8 | 12.9 | 20.0 |
| CR1-2 | 0.8 | 12.0 | 15.1 | 1.0 | 11.5 | 15.1 | 0.9 | 11.4 | 13.7 |
| CR2-1 | 1.0 | 5.4 | 8.8 | 1.0 | 4.4 | 9.8 | 1.0 | 6.8 | 10.6 |
| CR2-2 | 0.7 | 11.0 | 19.5 | 0.9 | 9.2 | 17.8 | 0.8 | 11.4 | 16.1 |
| CR3-1 | 0.8 | 10.5 | 13.1 | 0.8 | 10.0 | 11.3 | 0.7 | 11.1 | 12.9 |
| CR3-2 | 0.8 | 9.3 | 10.5 | 1.0 | 10.0 | 14.9 | 0.9 | 10.4 | 15.1 |
| RR1-1 | 1.0 | 6.7 | 6.8 | 1.0 | 4.8 | 4.9 | 1.0 | 5.3 | 5.4 |
| RR1-2 | 1.0 | 7.3 | 8.1 | 1.0 | 5.5 | 7.2 | 0.8 | 5.5 | 7.1 |
| RR2-1 | 1.0 | 10.9 | 11.1 | 1.0 | 13.0 | 13.2 | 0.9 | 14.3 | 14.4 |
| RR2-2 | 0.7 | 12.3 | 16.1 | 0.9 | 12.5 | 16.3 | 0.7 | 13.2 | 16.0 |
| RR3-1 | 0.9 | 5.0 | 6.3 | 0.9 | 4.3 | 5.0 | 0.8 | 4.5 | 5.7 |
| RR3-2 | 0.7 | 9.5 | 11.9 | 1.0 | 10.4 | 13.0 | 0.9 | 10.9 | 13.2 |

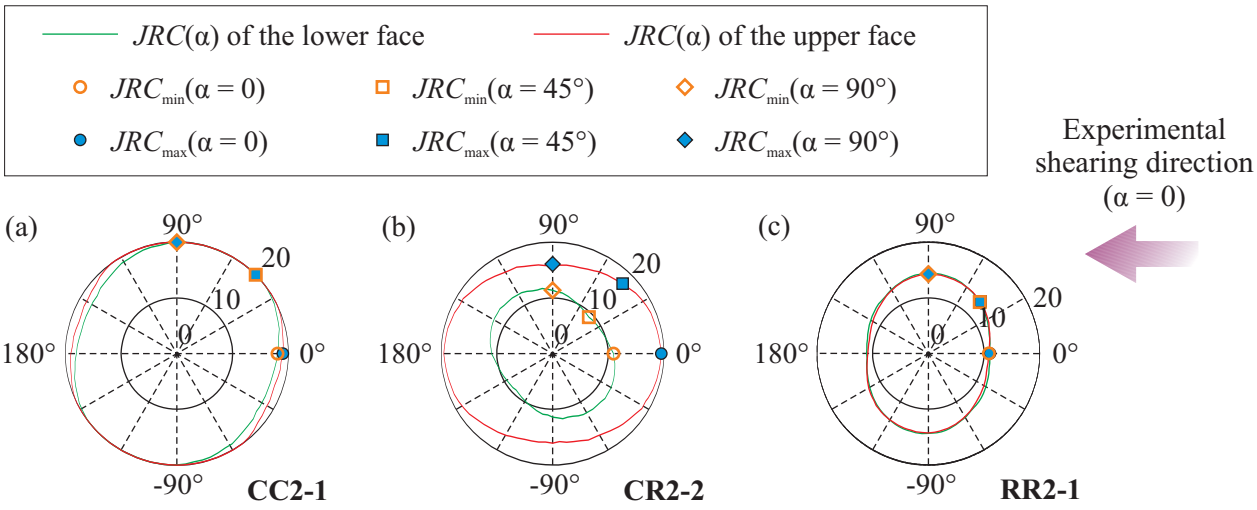



Figure 5.10 Variations of the proposed orientation-dependent Joint Roughness Coefficient $JRC(\alpha)$ for lower and upper faces of contact specimens : (a) CC2-1 ; (b) CR2-2 ; and (c) RR2-1, and corresponding values of $JRC_{\min}$ and $JRC_{\max}$ for $\alpha = 0$, 45° and 90°.

9.2, $JRC_{\max}(\alpha = 45°) = 17.8$, $JRC_{\min}(\alpha = 90°) = 11.4$, and $JRC_{\max}(\alpha = 90°) = 16.1$, for contact specimen CR2-2. Such a mismatch, which may be related to the loss of matter at the interface during the drilling operation, can be characterized through the evaluation of the vertical aperture field $\bar{a}$ along axis $\bar{z}$. The aperture field $\bar{a}$ is determined between the inferior and superior 3D profiles of the contact specimens, the vertical coordinates of which are defined by spatial functions $\bar{z}^{(i)}_{p,q}$ and $\bar{z}^{(s)}_{p,q}$, respectively, as illustrated in Figure 5.11 (a). Therefore, the vertical aperture values are given by $\bar{a}_{p,q} = \bar{z}^{(s)}_{p,q} - \bar{z}^{(i)}_{p,q}$. When the aperture $\bar{a}_{p,q}$ is smaller than a threshold $\bar{\eta}$ selected by the analyst, the inferior and superior surfaces are considered in contact at this position. This procedure allows one to assess the contact ratio $r_C$ which provides the percentage of the surface of the specimens where contact occurs, i.e. where a $\bar{a}_{p,q} \leqslant \bar{\eta}$, as illustrated in Figure 5.11 (b). Examples of contacting regions with corresponding ratios $r_C$ are shown in Figure 5.12 for thresholds $\bar{\eta}$ equal to 0.5, 1.0, 1.5 and 2.0 mm. These results emphasize the possible presence of significant apertures which can exceed 2 mm along the contact specimens. However, we note that $r_C$ is strongly affected by the selected value of the threshold $\bar{\eta}$. Therefore, the Joint Matching Coefficient $JMC$ initially proposed by Zhao (1997) for 2D profiles is preferred in this paper. The $JMC$ is estimated by visual inspection as the percentage of a joint length in contact relative to the total joint length which does not require any threshold value. The resulting $JMC$ can vary between 0 and 1 for a fully mismatched and perfectly matched joint, respectively. The $JMC$ is initially

assessed using the 2D central profile, the 2D profile at first quarter of the specimen diameter and the 2D profile at third quarter, defined previously, parallel to the plane $(x^{(0)}, \bar{z})$, i.e. corresponding to the experimental shear direction with $\alpha = 0$. Figure 5.11 (c) illustrates how the $JMC(\alpha = 0)$ is determined, i.e. $JMC(\alpha = 0) = (l_{\mathrm{C}}^{(1)} + l_{\mathrm{C}}^{(2)} + l_{\mathrm{C}}^{(3)})/(l_{\mathrm{T}}^{(1)} + l_{\mathrm{T}}^{(2)} + l_{\mathrm{T}}^{(3)})$, where $l_{\mathrm{T}}^{(1)}$, $l_{\mathrm{T}}^{(2)}$ and $l_{\mathrm{T}}^{(3)}$ denote the total horizontal lengths of the 2D vertical profiles, and $l_{\mathrm{C}}^{(1)}$, $l_{\mathrm{C}}^{(2)}$ and $l_{\mathrm{C}}^{(3)}$ the horizontal lengths corresponding to the contact zones for each vertical profile. This illustration allows one to quickly evaluate the $JMC(\alpha = 0)$, although the results may vary from one analyst to another. Figures 5.13 (a) to (c) provide examples of the three types of 2D vertical profiles extracted from the 3D profiles of contact specimens CC2-1, CR2-2 and RR2-1 and corresponding $JMC$ for $\alpha = 0$. The JMC is also evaluated in this work as a function of the angle $\alpha$ of the assumed shear direction to account for the spatial variability of the matching properties of the contact specimens. For this purpose, a new 2D central profile and 2D profiles at the first and third quarters of the diameter of a given specimen are extracted from each 3D profile parallel to the plane $(x^{(\alpha)}, \bar{z})$ instead of $(x^{(0)}, \bar{z})$. For illustration purposes, Figure 5.13 (d) presents the 2D vertical profiles extracted from the 3D profile of contact specimen CR2-2 and corresponding $JMC(\alpha)$ for $\alpha = 90^{\mathrm{o}}$.

The results of the orientation-dependent Joint Matching Coefficients of the 18 tested contact specimens are given in Table 5.2. It can be seen that the contact specimens are characterized by $JMC(\alpha)$ values varying between 0.5 and 1. This result indicates that the matching of the joints is not uniform and that it should be considered in the evaluation of interfacial shear strength. The results in Table 5.2 also show that joint matching depends on the angle $\alpha$ of assumed shear direction. Therefore, the 2D profiles along one direction may not fully reflect the matching properties of the whole joint, i.e. 3D roughness.

## 5.5 Shear strength of contact specimens

### 5.5.1 Experimental results

Figures 5.14 to 5.16 illustrate the variations of normal stress $\sigma_{\mathrm{n}}$, shear stress $\tau$, and friction coefficient $\mu = \tau/\sigma_{\mathrm{n}}$ as a function of shear displacement $\delta_{\mathrm{s}}$ applied during shear testing of the 18 contact specimens. It is seen from Figure 5.15 that the highest values of shear stress are obtained with contact specimen CR1-2 while contact specimen CR3-1 is subjected to highest values of normal stress. The same observation can be obtained from Figure 5.16 by comparing the normal stress-shear displacement and shear stress-shear displacement of contact specimens RR2-1 and RR1-2. Therefore, the highest values of shear stress do not necessarily correspond to the highest values of normal stress, as opposed to perfectly smooth

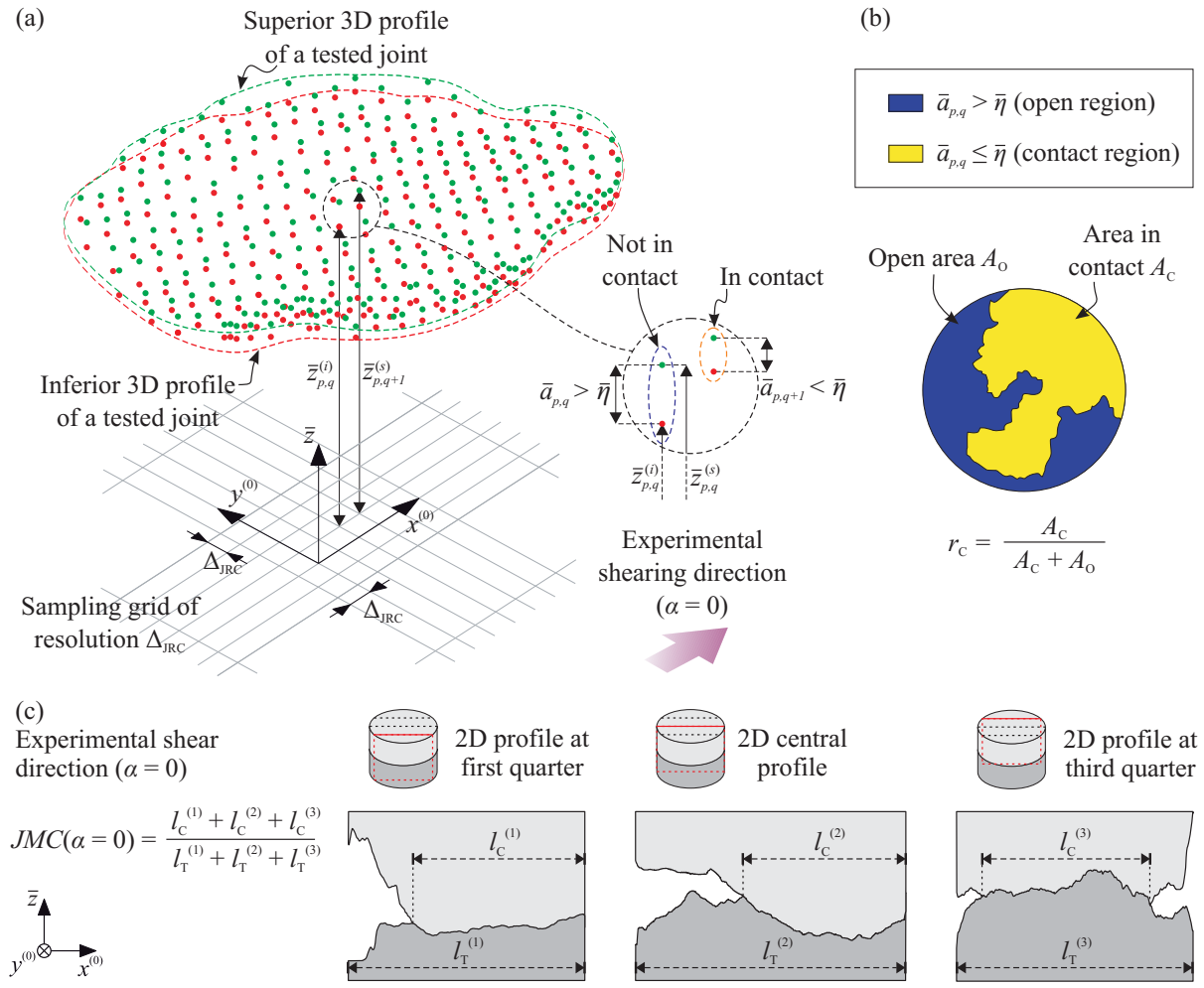



Figure 5.11 Procedure developed to evaluate : (a) the vertical aperture field $\bar{a}$ between the superior and inferior 3D processed profiles of the contact specimens ; (b) the corresponding contact ratio $r_C$ ; and (c) the Joint Matching Coefficient $JMC$ based on 2D profile at first quarter, 2D central profile, and 2D profile at third quarter extracted from a 3D scanned joint.

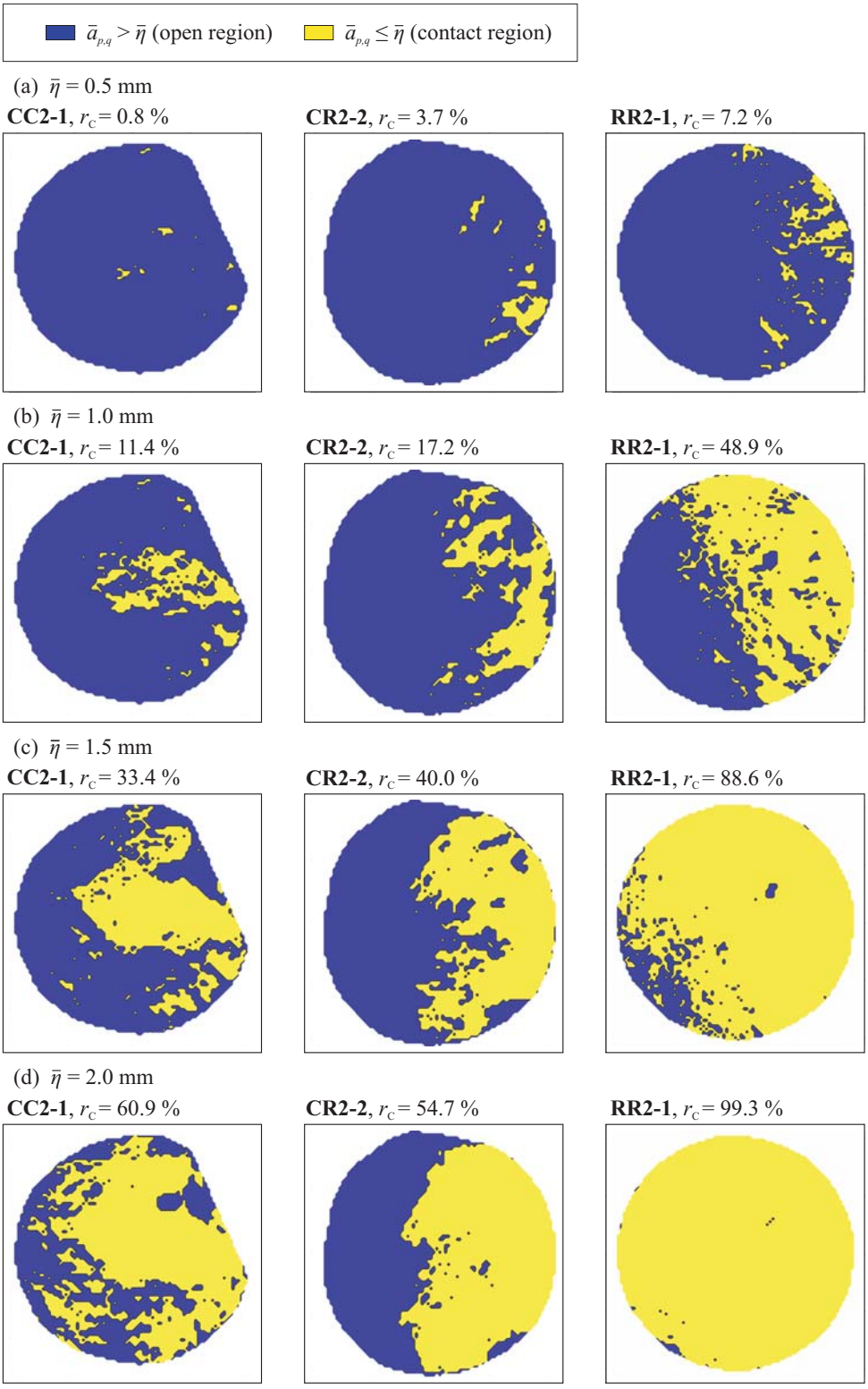



Figure 5.12 Evaluation of the contacting areas with corresponding ratios $r_C$ for specimens CC2-1, CR2-2, and RR2-1, for thresholds : (a) $\bar{\eta} = 0.5$ mm ; (b) $\bar{\eta} = 1.0$ mm ; (c) $\bar{\eta} = 1.5$ mm ; and (d) $\bar{\eta} = 2.0$ mm.

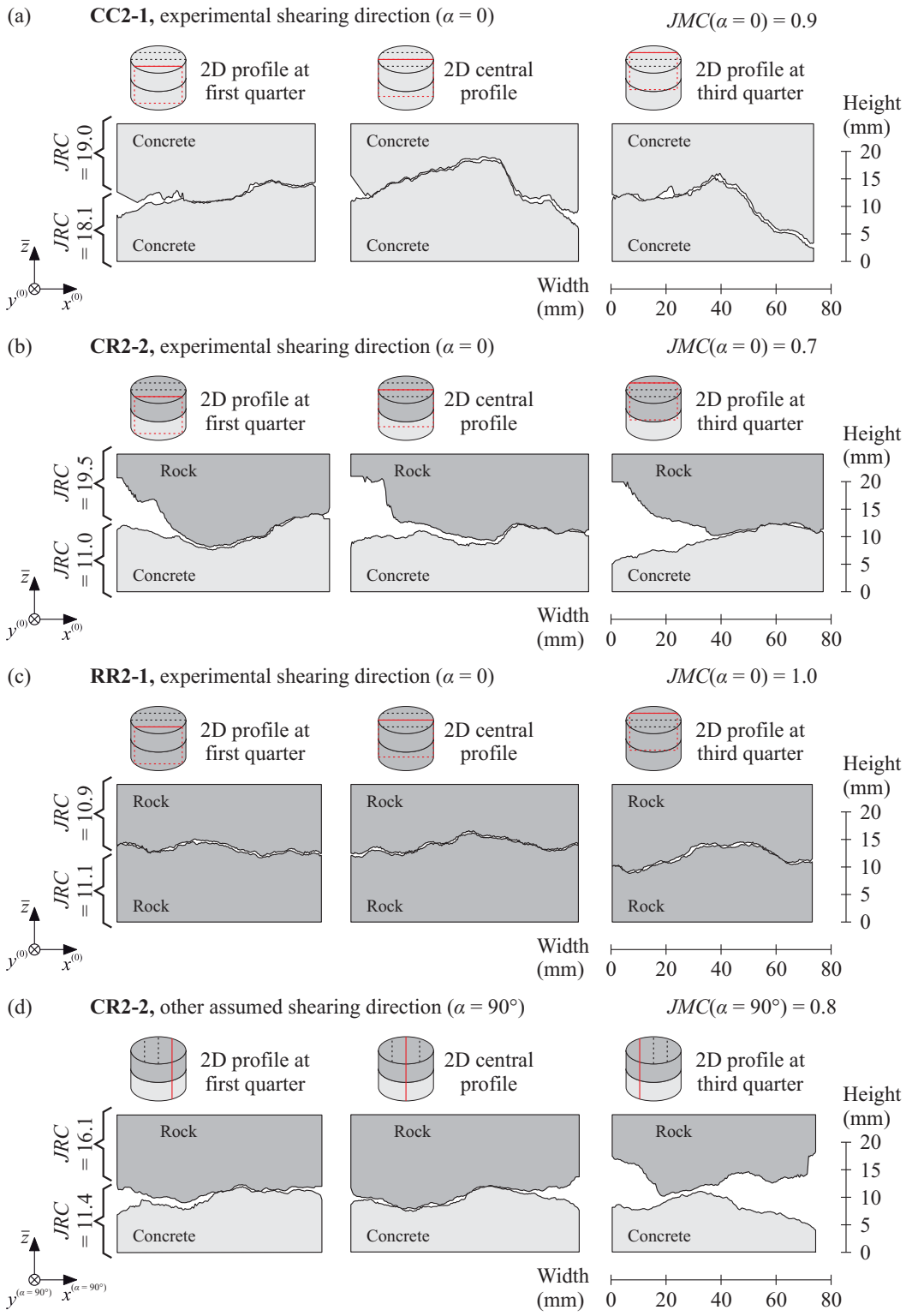



Figure 5.13 Examples illustrating the assessment of the Joint Matching Coefficient $JMC(\alpha)$ based on 2D profile at first quarter, 2D central profile, and 2D profile at third quarter extracted from the 3D scanned joints of tested contact specimens : (a) CC2-1 using $\alpha = 0$ ; (b) CR2-2 using $\alpha = 0$ ; (c) RR2-1 using $\alpha = 0$ ; and (d) CR2-2 using $\alpha = 90^{o}$.

plane interfaces. Also, the friction coefficient-shear displacement curves can vary significantly from one contact specimen to another in Figures 5.14 (c) to 5.16 (c). This implies that the contribution of roughness to the shear strength of a joint within a concrete dam, at its interface with the rock foundation or within the rock foundation can be non-negligible (Rousseau 2010, Champagne 2012). Figures 5.15 and 5.16 also show that shear stress variations in response to shear displacement are generally relatively small degradation occurred at the tested interfaces during the shearing process. Thus, peak and residual shear strengths, i.e. $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$ and $\tau_{\mathrm{r}}^{(\mathrm{exp})}$, were difficult to identify in most cases. In this work, $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$ and $\tau_{\mathrm{r}}^{(\mathrm{exp})}$ are determined as the values taken by the shear stress-shear displacement curve at its first significant peak and for the largest shear displacement $\delta_{\mathrm{s,max}}$, respectively. However, for some contact specimens such as CC2-2 or CR3-1, a second peak was reached by the shear stress-shear displacement curve with $\delta_{\mathrm{s}} \geqslant 3$ mm, leading to higher shear stresses. Such values cannot be considered neither as $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$, since they are reached for too large shear displacements, nor as $\tau_{\mathrm{r}}^{(\mathrm{exp})}$, since $\tau_{\mathrm{r}}^{(\mathrm{exp})}$ cannot exceed $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$. In this case, $\tau_{\mathrm{r}}^{(\mathrm{exp})}$ was identified as the smallest value taken by the shear stress-shear displacement curve after the occurrence of $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$, and before the second peak. Furthermore, for contact specimen CC2-3, $\tau_{\mathrm{r}}^{(\mathrm{exp})}$ was taken before the sudden inflection noticeable at the end of the shear stress-shear displacement curve since this inflection was due to the breaking of a peripheral asperity.

For convenient reference, Table 5.3 presents the peak and residual shear strengths, i.e. $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$ and $\tau_{\mathrm{r}}^{(\mathrm{exp})}$, the peak and residual normal stresses, i.e. $\sigma_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$ and $\sigma_{\mathrm{r}}^{(\mathrm{exp})}$, and the peak and residual friction angles, i.e. $\phi_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$ and $\phi_{\mathrm{r}}^{(\mathrm{exp})}$, obtained from shear testing of the 18 contact specimens.

### 5.5.2 Evaluation of roughness effects on shear strength

The following equation, adapted from Barton and Choubey (1977) and Zhao (1997), is used next to evaluate the sensitivity of shear strength to joint roughness

$$\tau_{\mathrm{p}} = \sigma_{\mathrm{p}} \tan\left(\phi_{\mathrm{r}} + JMC(\alpha)\, JRC(\alpha) \log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_{\mathrm{p}}}\right)\right) \tag{5.3}$$

where $JCS$ is the Joint Compressive Strength. Eq. (5.3) uses experimentally-based orientation-dependent joint matching and roughness coefficients, i.e. $JMC(\alpha)$ and $JRC(\alpha)$, and peak normal stress $\sigma_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$ values shown in Tables 5.2 and 5.3, respectively. Several parameters are varied next to investigate their effects on peak shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ according to Eq. (5.3) :

– The residual friction angle $\phi_{\mathrm{r}} = \phi_{\mathrm{r}}^{(\mathrm{exp})}$ is first considered (Case 1 in Table 5.4). Then

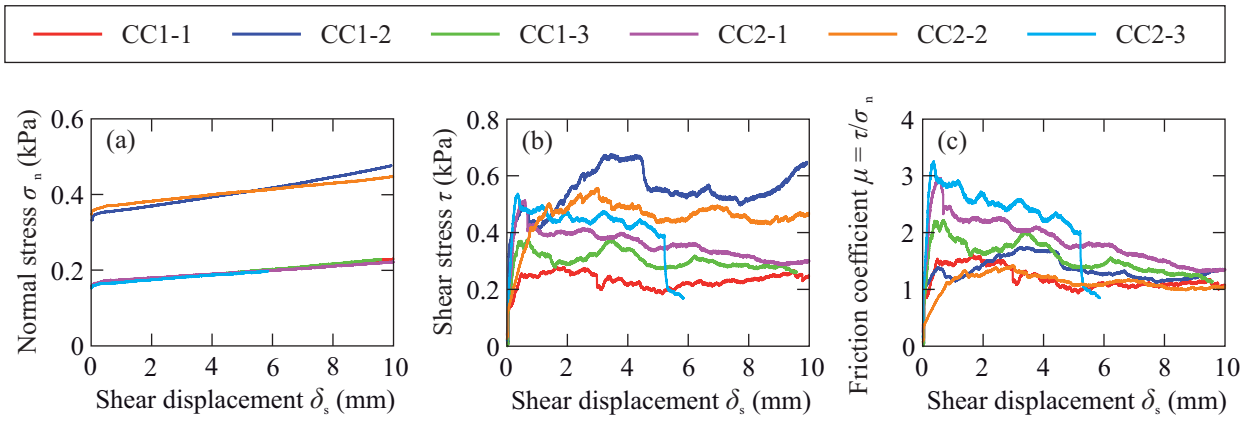



Figure 5.14 Shear test results obtained for the concrete-concrete contact specimens : (a) normal stress-shear displacement curve ; (b) shear stress-shear displacement curve ; and (c) friction coefficient-shear displacement curve.

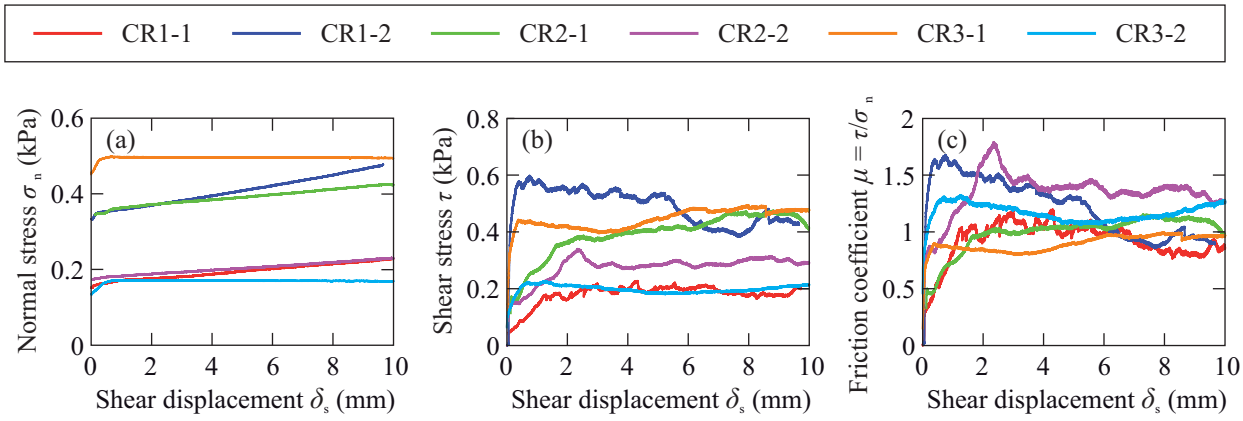



Figure 5.15 Shear test results obtained for the concrete-rock contact specimens : (a) normal stress-shear displacement curve ; (b) shear stress-shear displacement curve ; and (c) friction coefficient-shear displacement curve.

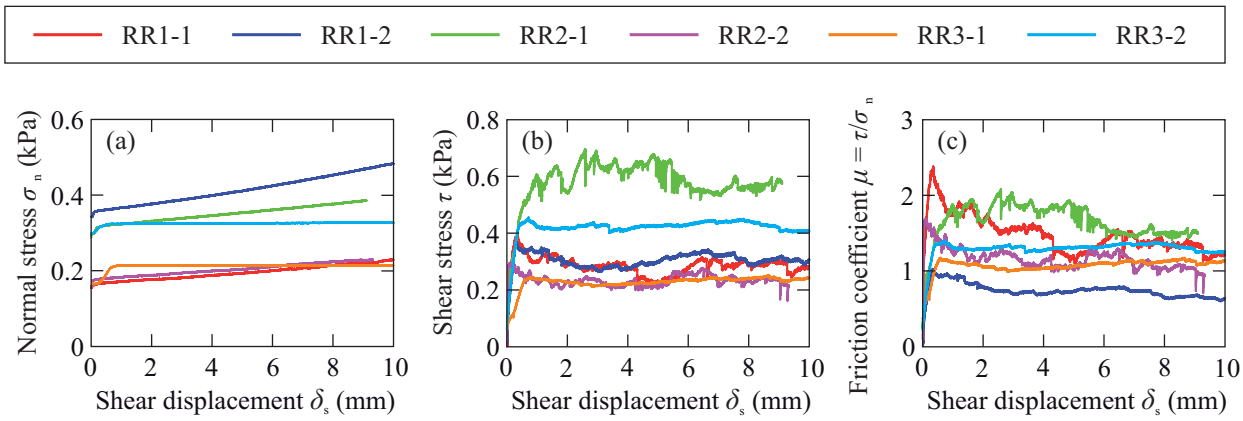



Figure 5.16 Shear test results obtained for the rock-rock contact specimens : (a) normal stress-shear displacement curve ; (b) shear stress-shear displacement curve ; and (c) friction coefficient-shear displacement curve.

Table 5.3 Description of 18 studied small-scale unbonded contact samples drilled from existing gravity-dams with the corresponding Joint Matching and Joint Roughness Coefficients.

| Contact specimen | $\tau_p^{(exp)}$ (kPa) | $\sigma_p^{(exp)}$ (kPa) | $\phi_p^{(exp)}$ | $\tau_r^{(exp)}$ (kPa) | $\sigma_r^{(exp)}$ (kPa) | $\phi_r^{(exp)}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| CC1-1 | 250 | 168 | 56° | 187 | 189 | 45° |
| CC1-2 | 486 | 353 | 54° | 430 | 356 | 50° |
| CC1-3 | 376 | 168 | 66° | 274 | 198 | 54° |
| CC2-1 | 511 | 173 | 71° | 288 | 217 | 53° |
| CC2-2 | 490 | 377 | 52° | 441 | 412 | 47° |
| CC2-3 | 524 | 165 | 72° | 414 | 188 | 66° |
| CR1-1 | 172 | 169 | 45° | 172 | 169 | 45° |
| CR1-2 | 598 | 412 | 55° | 460 | 412 | 48° |
| CR2-1 | 380 | 378 | 45° | 380 | 378 | 45° |
| CR2-2 | 335 | 190 | 60° | 271 | 197 | 64° |
| CR3-1 | 440 | 500 | 41° | 430 | 500 | 41° |
| CR3-2 | 230 | 170 | 53° | 210 | 170 | 51° |
| RR1-1 | 401 | 167 | 67° | 273 | 181 | 56° |
| RR1-2 | 419 | 357 | 49° | 398 | 365 | 47° |
| RR2-1 | 598 | 321 | 62° | 551 | 331 | 59° |
| RR2-2 | 291 | 175 | 59° | 208 | 188 | 48° |
| RR3-1 | 240 | 210 | 49° | 240 | 210 | 49° |
| RR3-2 | 460 | 320 | 55° | 410 | 320 | 52° |

$\phi_r$ is varied between 25° and 35° (Cases 2 to 4 in Table 5.4), corresponding to values reported in the literature for rock discontinuities (Barton and Choubey 1977).

– The $JCS$ is then varied between 15 MPa and 90 MPa (Cases 4 to 7 in Table 5.5). As shown previously, for all the studied dams, the experimental compressive strength $f_c^{(r)}$ of intact rock is found to be greater than 30 MPa and can even reach more than 100 MPa. The cases corresponding to $JCS = 60$ MPa and $JCS = 90$ MPa are considered only for rock-rock contact specimens since they exceed the compressive strength of concrete $f_c^{(c)}$, i.e. 30 MPa. It has been also shown for rock discontinuities that the presence of a small layer of weathered materials along the contact can reduce the $JCS$ (Barton and Choubey 1977). Yet, some concrete joints within the studied dams were observed to be of variable quality, especially for dam D1. Therefore, a $JCS$ value of 15 MPa is also considered for all contact specimens.
– Finally, the angle of assumed shear direction is varied between 0 and 90° (Cases 4,8 and 9 in Table 5.6), should a potential dam sliding occur along a direction different from the one adopted during shear tests, i.e. corresponding to $\alpha = 0$.

The resulting predicted peak shear strength values $\tau_p$ are provided in Tables 5.4, 5.5 and 5.6 along with percentage differences $\epsilon = 100(\tau_p - \tau_p^{(exp)})/\tau_p^{(exp)}$ with respect to the shear strength $\tau_p^{(exp)}$ obtained from shear testing :

– $\tau_p$ is first given in Table 5.4 using $\phi_r = \phi_r^{(exp)}$, corresponding to Case 1, with $JCS = 30$ MPa and $\alpha = 0$, i.e. the experimental shear direction. The $JRC$-$JCS$ model (Barton and Choubey 1977) was originally developed with a residual friction angle $\phi_r$ which accounts for the presence of thin layers of weathered material at contact. In their work, they proposed to assess $\phi_r$ using Schmidt hammer tests and basic friction angle values $\phi_b$ generally determined through shear testing of saw-cut planar unweathered surfaces. For Case 1, it is shown that $\tau_p$ is generally significantly overestimated for all types of tested contact specimens. This result suggests that a value of $\phi_r$ lower than $\phi_r^{(exp)}$ would be more appropriate. Therefore, the residual shear strength $\tau_r^{(exp)}$ of the contact specimens shown in Table 5.3 is not only due to residual friction but also to remaining roughness along the tested contact, i.e. the $JRC$ is not negligible in post-shearing condition. Thus, only little degradation occurred during the shearing process.

– Cases 2, 3 and 4 in Table 5.4 correspond to $\tau_p$ obtained using $\phi_r = 25°$, $\phi_r = 30°$ and $\phi_r = 35°$, with $JCS = 30$ MPa and $\alpha = 0$, i.e. the experimental shear direction. A good agreement with experimental findings is obtained for concrete-concrete contact

Table 5.4 Effect of the selected residual friction angle $\phi_r$ on the predictions of peak shear strength $\tau_p$ for the 18 contact specimens for $\phi_r = \phi_r^{(exp)}$, $\phi_r = 25^o$, $\phi_r = 30^o$ and $\phi_r = 35^o$, with $\alpha = 0$ (experimental shearing direction) and $JCS = 30$ MPa.

| | Case 1 $\phi_r = \phi_r^{(exp)}$ | | Case 2 $\phi_r = 25^o$ | | Case 3 $\phi_r = 30^o$ | | Case 4 $\phi_r = 35^o$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Contact specimen | $\tau_p$ (kPa) | $\epsilon$ (%) | $\tau_p$ (kPa) | $\epsilon$ (%) | $\tau_p$ (kPa) | $\epsilon$ (%) | $\tau_p$ (kPa) | $\epsilon$ (%) |
| CC1-1 | 425 | 69.9 | 191 | −23.4 | 229 | −8.4 | 277 | 10.6 |
| CC1-2 | 860 | 77.0 | 321 | −33.9 | 383 | −21.3 | 457 | −6.0 |
| CC1-3 | > 9000 | > 1000 | 300 | −20.3 | 373 | −0.9 | 481 | 27.8 |
| CC2-1 | > 9000 | > 1000 | 317 | −37.9 | 396 | −22.5 | 514 | 0.6 |
| CC2-2 | 861 | 75.8 | 369 | −24.6 | 440 | −10.2 | 527 | 7.5 |
| CC2-3 | > 9000 | > 1000 | 212 | −59.5 | 255 | −51.3 | 312 | −40.5 |
| CR1-1 | 450 | 161.7 | 194 | 12.7 | 232 | 34.8 | 280 | 63.0 |
| CR1-2 | 929 | 55.4 | 383 | −35.9 | 457 | −23.7 | 545 | −8.8 |
| CR2-1 | 548 | 44.2 | 267 | −29.7 | 320 | −15.8 | 381 | 0.4 |
| CR2-2 | 548 | 63.5 | 170 | −49.1 | 203 | −39.4 | 242 | −27.7 |
| CR3-1 | 732 | 66.3 | 419 | −4.8 | 499 | 13.5 | 595 | 35.3 |
| CR3-2 | 414 | 80.1 | 151 | −34.2 | 180 | −21.6 | 215 | −6.5 |
| RR1-1 | 500 | 24.7 | 141 | −65.0 | 167 | −58.2 | 200 | −50.2 |
| RR1-2 | 658 | 57.0 | 289 | −30.1 | 345 | −17.6 | 411 | −1.9 |
| RR2-1 | 1903 | 218.3 | 337 | −43.6 | 402 | −32.7 | 484 | −19.1 |
| RR2-2 | 415 | 42.4 | 170 | −41.5 | 203 | −30.3 | 243 | −16.6 |
| RR3-1 | 344 | 43.3 | 146 | −39.2 | 175 | −27.2 | 208 | −13.2 |
| RR3-2 | 692 | 50.4 | 251 | −45.3 | 300 | −34.8 | 357 | −22.3 |

Table 5.5 Effect of the selected Joint Compressive Strength $JCS$ on the predictions of peak shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ for the 18 contact specimens for $JCS = 15$ MPa, $JCS = 30$ MPa, $JCS = 60$ MPa and $JCS = 90$ MPa, with $\alpha = 0$ (experimental shearing direction) and $\phi_{\mathrm{r}} = 35^{\mathrm{o}}$.

| | Case 4 $JCS = 15$ MPa | | Case 5 $JCS = 30$ MPa | | Case 6 $JCS = 60$ MPa | | Case 7 $JCS = 90$ MPa | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Contact specimen | $\tau_{\mathrm{p}}$ (kPa) | $\epsilon$ (%) | $\tau_{\mathrm{p}}$ (kPa) | $\epsilon$ (%) | $\tau_{\mathrm{p}}$ (kPa) | $\epsilon$ (%) | $\tau_{\mathrm{p}}$ (kPa) | $\epsilon$ (%) |
| CC1-1 | 277 | 10.6 | 245 | −2.0 | – | – | – | – |
| CC1-2 | 457 | −6.0 | 415 | −0.14 | – | – | – | – |
| CC1-3 | 481 | 27.8 | 377 | 0.2 | – | – | – | – |
| CC2-1 | 514 | 0.6 | 398 | −22 | – | – | – | – |
| CC2-2 | 527 | 7.5 | 471 | −3.8 | – | – | – | – |
| CC2-3 | 312 | −40. | 269 | −48.6 | – | – | – | – |
| CR1-1 | 280 | 63.0 | 248 | 44.1 | – | – | – | – |
| CR1-2 | 545 | −8.8 | 491 | −17.8 | – | – | – | – |
| CR2-1 | 381 | 0.4 | 360 | −5.2 | – | – | – | – |
| CR2-2 | 242 | −27.7 | 223 | −33.4 | – | – | – | – |
| CR3-1 | 595 | 35.3 | 544 | 23.7 | – | – | – | – |
| CR3-2 | 215 | −6.5 | 199 | −13.6 | – | – | – | – |
| RR1-1 | 200 | −50.2 | 186 | −53.6 | 214 | −46.5 | 224 | −44.2 |
| RR1-2 | 411 | −1.9 | 380 | −9.2 | 444 | 6.1 | 465 | 11.1 |
| RR2-1 | 484 | −19.1 | 428 | −28.4 | 549 | −8.2 | 594 | −0.7 |
| RR2-2 | 243 | −16.6 | 221 | −24.0 | 268 | −8.1 | 284 | −2.5 |
| RR3-1 | 208 | −13.2 | 199 | −17.2 | 219 | −8.9 | 225 | −6.4 |
| RR3-2 | 357 | −22.3 | 333 | −27.6 | 384 | −16.6 | 400 | −13.1 |

Table 5.6 Effect of the selected assumed shear direction angle $\alpha$ on the predictions of peak shear strength $\tau_{\rm p}$ for the 18 contact specimens for $\alpha = 0$ (experimental shearing direction), $\alpha = 45^{\rm o}$, and $\alpha = 90^{\rm o}$, with $JCS = 30$ MPa and $\phi_{\rm r} = 35^{\rm o}$.

| | Case 4 $\alpha = 0$ | | Case 8 $\alpha = 45^{\rm o}$ | | Case 9 $\alpha = 90^{\rm o}$ | |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Contact specimen | $\tau_{\rm p}$ (kPa) | $\epsilon$ (%) | $\tau_{\rm p}$ (kPa) | $\epsilon$ (%) | $\tau_{\rm p}$ (kPa) | $\epsilon$ (%) |
| CC1-1 | 277 | 10.6 | 397 | 59.0 | 255 | 2.0 |
| CC1-2 | 457 | −6.0 | 620 | 27.5 | 788 | 62.1 |
| CC1-3 | 481 | 27.8 | 393 | 4.5 | 378 | 0.6 |
| CC2-1 | 514 | 0.6 | 660 | 29.1 | 659 | 29.1 |
| CC2-2 | 527 | 7.5 | 636 | 29.7 | 778 | 58.8 |
| CC2-3 | 312 | −40. | 787 | 50.3 | 268 | −48.9 |
| CR1-1 | 280 | 63.0 | 249 | 44.8 | 273 | 58.9 |
| CR1-2 | 545 | −8.8 | 619 | 3.6 | 568 | −4.9 |
| CR2-1 | 381 | 0.4 | 358 | −5.9 | 418 | 9.9 |
| CR2-2 | 242 | −27.7 | 255 | −24.0 | 272 | −18.9 |
| CR3-1 | 595 | 35.3 | 579 | 31.7 | 571 | 29.9 |
| CR3-2 | 215 | −6.5 | 266 | 15.8 | 252 | 9.8 |
| RR1-1 | 200 | −50.2 | 172 | −57.1 | 179 | −55.5 |
| RR1-2 | 411 | −1.9 | 365 | −12.9 | 339 | −19.2 |
| RR2-1 | 484 | −19.1 | 572 | −4.3 | 563 | −5.9 |
| RR2-2 | 243 | −16.6 | 306 | 5.0 | 256 | −12.2 |
| RR3-1 | 208 | −13.2 | 198 | −17.6 | 194 | −19.2 |
| RR3-2 | 357 | −22.3 | 467 | 1.6 | 447 | −2.8 |

specimen CC1-3 with $\phi_r = 30^o$, and specimens CC1-1, CC1-2, CC2-1 and CC2-2 with $\phi_r = 35^o$. The predictions using these friction angles are however less accurate for most concrete-rock and rock-rock specimens. It can be seen that using $\phi_r = 25^o$, i.e. Case 2, leads to a significant underestimation of $\tau_p$ for most contact specimens. We also note that, when using $\phi_r = 35^o$ and $JCS = 30$ MPa, the predictions are lower than the experimental peak shear strengths found for all rock-rock contact specimens. A possible explanation of these inaccuracies is that the residual friction angle might be dependent on the type of interface investigated, i.e. concrete-concrete, concrete-rock, or rock-rock joint, or affected by the presence of poor quality materials.

– Predictions of peak shear strength $\tau_p$ are provided in Table 5.5 using $JCS = 30$ MPa, $JCS = 15$ MPa, $JCS = 60$ MPa and $JCS = 90$ MPa, corresponding to Cases 4, 5, 6 and 7, respectively, with $\phi_r = 35^o$ and $\alpha = 0$, i.e. the experimental shear direction. It is shown that using $JCS = 15$ MPa, i.e. Case 5, provides the best agreement with the experimental results for contact specimens CC1-1, CC1-3, CC2-2 and CR2-1. It is also observed that using $JCS = 90$ MPa, i.e. Case 7, provides more satisfactory predictions than with lower $JCS$ values for most of the rock-rock contact specimens. Therefore, the results suggest that, instead of using $JCS = 30$ MPa, better shear strength predictions are obtained with : (i) lower $JCS$ values for concrete-concrete and concrete-rock contact specimens when concrete joints are of variable quality, or (ii) higher $JCS$ values for rock-rock contact specimens when rock compressive strength $f_c^{(r)}$ is relatively high.

– Finally, $\tau_p$ is obtained in Table 5.6 using assumed shear direction angles $\alpha = 0$, $\alpha = 45^o$, and $\alpha = 90^o$, corresponding to Cases 4, 8 and 9, respectively, with $\phi_r = 35^o$ and $JCS = 30$ MPa. It is seen that the induced variations on the predicted peak shear strengths can be non-negligible, especially for contact specimens for which $JRC$ and $JMC$ values are found to be both sensitive to the angle $\alpha$. Such variations could reach more than 50% for some contact specimens, i.e. CC1-2, CC2-2 and CC2-3. These results clearly illustrate the importance of conducting a parametric analysis to evaluate the sensitivity of predicted joint shear strength to the assumed angle $\alpha$ should a potential dam sliding occur along a direction different from the one adopted during shear tests.

### 5.5.3 Post-shearing properties of the contact specimens

In this section, the degradation of the tested contact specimens is assessed by comparing their roughness properties evaluated before and after the shearing process. For this purpose, the inferior and superior faces of several contact specimens were scanned using the Laser

profilometer after the shear tests were performed and the obtained scans were processed using the same methodology as described previously. Figure 5.17 shows example results illustrating the comparison between the values of $JRC(\alpha)$, obtained using Eqs. (5.1) and (5.2), of the inferior and superior faces of contact specimens CC2-1, CR2-2 and RR2-1, before and after shear testing. It is found that the $JRC(\alpha)$ of the sheared contact specimens differ little from those of the intact scanned surfaces. Furthermore, the changes in $JRC$ values in Figure 5.17 do not seem more significant for $\alpha = 0$, i.e. the experimental shearing direction, than for other values of $\alpha$. These results are also observed for other contact specimens, and suggest that only small degradation occurs at contact interfaces during the shearing process. Thus, substantial roughness may still be present along sheared contact specimens. It is interesting to note that this trend is consistent with the observations discussed previously.

## 5.6 Conclusions

The effects of roughness on the shear strength of dam joints were investigated by studying experimental data obtained from direct shear tests conducted on 18 unbonded contact specimens of concrete, concrete-rock, and rock joints drilled from existing dams. Original and practical procedures were proposed to numerically process 3D profiles of laser-scanned interfaces of the tested contact specimens and then evaluate the corresponding roughness and matching parameters for the prediction of joint shear strength. First, a filtering procedure based on 3D Fourier's expansion was specifically developed and applied to minimize noise effects in the 3D profiles of the contact specimens. Orientation-dependent Joint Roughness Coefficient ($JRC$) and Joint Matching Coefficient ($JMC$) were also proposed to investigate roughness and matching effects as a function of shearing direction. The largest $JRC$ values were generally obtained for concrete-concrete contact specimens, although some concrete-rock and rock-rock cores also presented substantial roughness. Low $JMC$ values were also found for several of the tested contact specimens. These results confirm that roughness and matching properties of the joints are not uniform and should be considered in the evaluation of interfacial shear strength of unbonded natural joints. The analysis of the experimental results confirmed the major contribution of roughness to the shear strength of a dam joint. For most contact specimens, relatively small variations of the shear stress were measured during the tests, suggesting little shear-induced degradation. This trend, which made the identification of peak and residual shear strengths difficult for most contact specimens, was also confirmed by comparing the roughness properties of the tested contact specimens evaluated before and after the shearing process. Shear strength predictions based on the $JRC$ and $JMC$ of the contact specimens were compared to experimental results. The quality of the predictions was

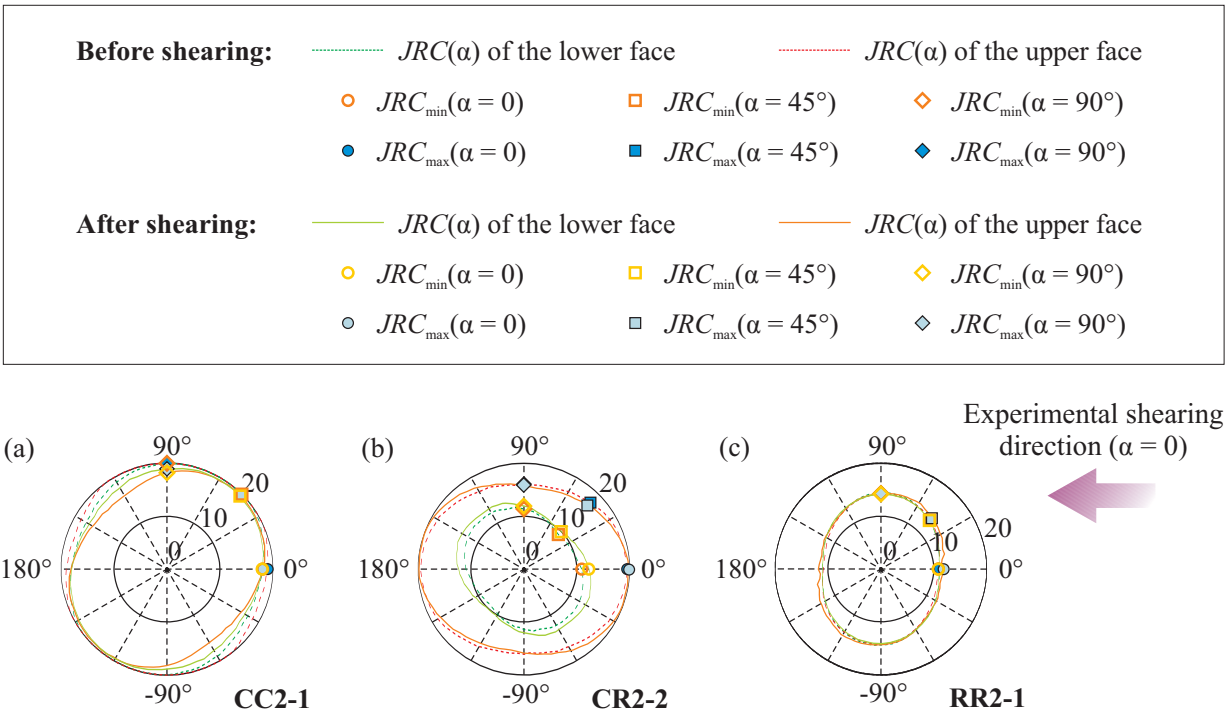



Figure 5.17 Examples illustrating the variation of the proposed orientation-dependent Joint Roughness Coefficient $JRC(\alpha)$ for shear tested contact specimens before and after shear testing : (a) CC2-1 ; (b) CR2-2 ; and (c) RR2-1.

found to be sensitive to the residual friction angle $\phi_r$ and the joint compressive strength $JCS$ which highlights the importance of a proper evaluation of these parameters. It was also found that joint roughness and matching depend on the angle $\alpha$ of assumed shear direction, and that shear strength predictions can be significantly affected by this angle. These findings clearly justify conducting parametric analyses to evaluate the sensitivity of predicted joint shear strength to the assumed angle $\alpha$ should a potential dam sliding *in-situ* occur along a direction different from the one adopted during shear tests. Finally, it is important to note that the results and conclusions of this work were based on shear tests carried out at a relatively small scale, i.e. drilled cores of diameters up to 145 mm, and that possible scale effects on roughness and matching properties of dam joints should be studied further.

## 5.7 Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), and Hydro-Québec. The authors would also like to thank Danick Charbonneau and Clermont Gravel at the Rock Mechanics Laboratory of the Université de Sherbrooke for their collaboration.

## 5.8 Appendix A : Filtering of the 3D scanned profile

The 3D discrete Fourier expansion harmonic components $F_{r,s}$ of the function $z$ are obtained for $-M/2 \leqslant r \leqslant M/2$ and $-N/2 \leqslant s \leqslant N/2$ as

$$F_{r,s} = \sum_{j=0}^{M-1} \sum_{k=0}^{N-1} \left( z_{j,k} e^{(-2\pi i r j/M)} e^{(-2\pi i s k/N)} \right) \tag{5.4}$$

where $i^2 = -1$. The frequencies $f_r$ and $f_s$ associated with $F_{r,s}$ along axes $x^{(0)}$ and $y^{(0)}$, respectively, are then given by $f_r = r/(M\Delta_{\mathrm{s}}$ and $f_s = s/(N\Delta_{\mathrm{s}})$. A progressive low-pass filter is defined using two frequencies $h_1$ and $h_2$ as

$$\tilde{F}_{r,s} = \begin{cases} F_{r,s} & f_r < h_1 \,\text{and}\, f_s < h_1 \\ \dfrac{f_r - h_2}{h_1 - h_2} F_{r,s} & h_1 \geqslant f_r \geqslant h_2 \,\text{and}\, f_s < h_1 \\ \dfrac{f_s - h_2}{h_1 - h_2} F_{r,s} & f_r < h_1 \,\text{and}\, h_1 \geqslant f_s \geqslant h_2 \\ \dfrac{f_r - h_2}{h_1 - h_2} \dfrac{f_s - h_2}{h_1 - h_2} F_{r,s} & h_1 \geqslant f_r \geqslant h_2 \,\text{and}\, h_1 \geqslant f_s \geqslant h_2 \\ 0 & f_r > h_2 \,\text{and}\, f_s > h_2 \end{cases} \tag{5.5}$$

where $\tilde{F}_{r,s}$ are the filtered harmonic components of the Fourier expansion of the filtered function $\tilde{z}$. It is important to note that the progressivity of the low-pass filter defined by $h_1$ and $h_2$ in Eq. (5.5) prevents artificial oscillations within the filtered function $\tilde{z}$, as opposed to a traditional brick-wall filter. The values $\tilde{z}_{j,k}$ of the filtered function $\tilde{z}$ are obtained next using the inverse Fourier transform

$$\tilde{z}_{j,k} = \frac{1}{M\,N} \sum_{r=-M/2}^{M/2} \sum_{s=-N/2}^{N/2} \left( \tilde{F}_{r,s} e^{(+2\pi i r j/M)} e^{(+2\pi i s k/N)} \right) \tag{5.6}$$

## 5.9 Appendix B : Verification example of the formulation used to determine the proposed $JRC(\alpha)$

In this appendix, the proposed formulation of orientation-dependent $JRC(\alpha)$, based on Eqs. (5.1) and (5.2), is verified against a simplified analytical prediction. For this purpose, an artificial plane contact interface, with an inclination angle $\beta$ with respect to the horizontal plane is considered, as illustrated in Figure 5.18 (a). Three different values of the angle $\alpha$ between the dip direction of the interface and another horizontal direction $x^{(\alpha)}$ are assumed for illustration purposes, i.e. $\alpha = 0$, $\alpha = 20^{\text{o}}$, and $\alpha = 40^{\text{o}}$.

In this simplified case, the factor $Z_2^{\text{3D}}(\alpha, \beta)$ characterizing the roughness and corresponding to the root mean square of the first derivative of the 3D contact interface profile can be obtained in two ways : (i) using Eq. (5.2) proposed previously, or (ii) a simplified analytical expression

$$Z_2^{\text{3D}}(\alpha, \beta) = \sqrt{(\cos(\alpha)\tan(\beta))^2} \tag{5.7}$$

The resulting factor $Z_2^{\text{3D}}(\alpha, \beta)$ is then used to evaluate the orientation-dependent $JRC(\alpha, \beta)$ according to Eq. (5.1). Figurese 5.18 (b) and (c) compare the results of $Z_2^{\text{3D}}(\alpha, \beta)$ and $JRC(\alpha, \beta)$, respectively, obtained using both approaches. A very satisfactory agreement between both solutions is clearly observed. The results also highlight the significant sensitivity of the roughness parameter $JRC$ to the angles $\alpha$ and $\beta$ when an artificial inclined interface is considered.

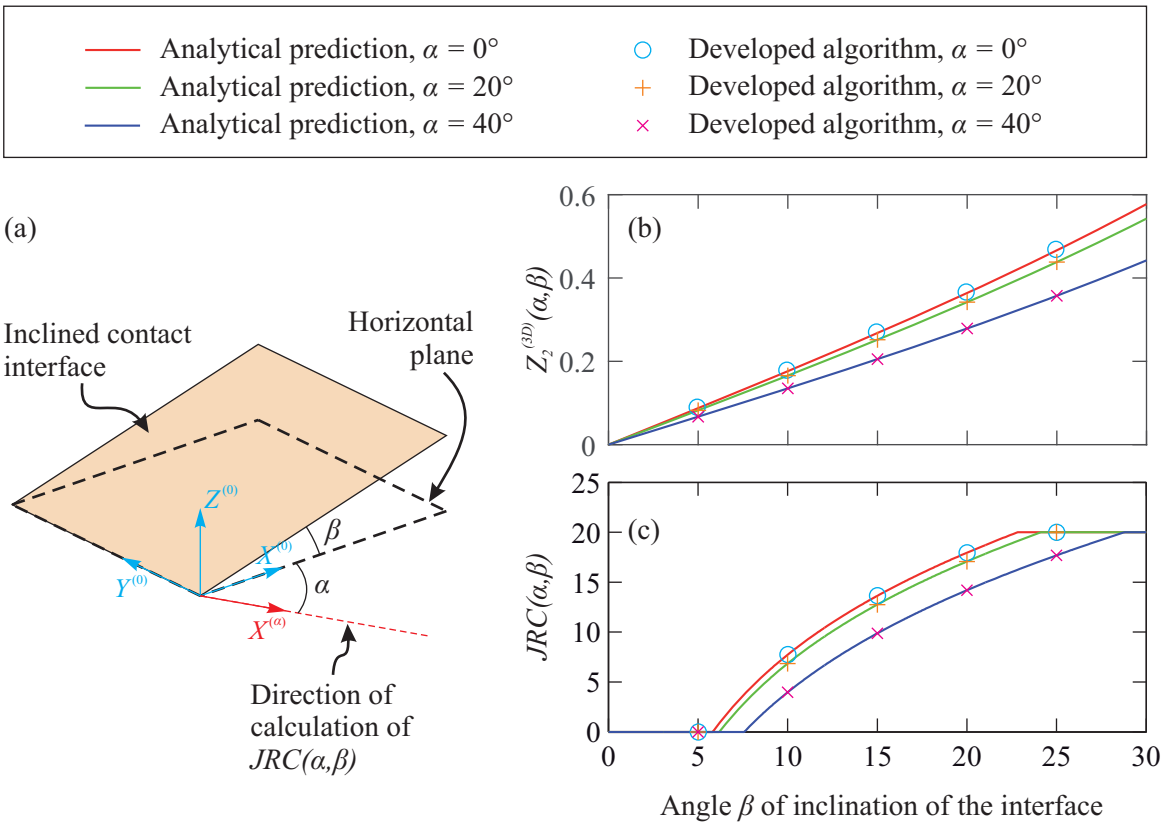



Figure 5.18 Verification example of the developed algorithm and corresponding results for (b) $Z_2^{3D}(\alpha, \beta)$ and (c) $JRC(\alpha, \beta)$.

## 5.10 References

Andjelkovic, V., Pavlovic, N., Lazarevic, Z., and Nedovic, V. (2015). "Modelling of shear characteristics at the concrete-rock mass interface." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 76, 222-236.

Bahaaddini, M., Sharrock, G., and Hebblewhite, B. (2013). "Numerical direct shear tests to model the shear behaviour of rock joints." *Journal of Computers and Geotechnics*, 51, 101–115.

Barton, N., and Choubey, V. (1977). "The shear strength of rock joints in theory and practice." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 10(1), 1-54.

Barton, N. (2013). "Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses : Problems and some solutions." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5, 249–261.

Canadian Dam Association (CDA). (2007). *Dam safety guidelines*, Edmonton, AB, Canada.

Champagne, K. (2012). *Contribution à l'étude des paramètres de résistance au cisaillement des barrages en béton au Québec.* Master Thesis, Université de Sherbrooke.

CloudCompare. (2017). EDF R&D. CloudCompare (version 2.4) [GPL Software]. http ://www.danielgm.net/cc/ (Sep. 15, 2016).

Comité Français des Barrages et Réservoirs (CFBR). (2012). *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids*, Paris, France.

Electric Power Research Institute (EPRI). (1992). "Uplift pressures, shear strengths and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams." *EPRI TR-100345*, Palo Alto, CA, USA.

Fathi, A., Moradian, Z.A., Rivard, P., Ballivy, G., and Boyd, A. (2015) "Geometric effect of asperities on shear mechanism of rock joints." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49, 801–820.

Federal Energy Regulatory Commission (FERC). (2016). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects - Draft chapter III : Gravity Dams*, Office of Energy Projects, Division of Dam Safety and Inspections, Washington, DC, USA.

Gonzales, R., and Woods, R. (2008). *Digital Image Processing* (3rd edition), Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.

Grasselli, G., Wirth, J., and Egger, P. (2002). "Quantitative three-dimensional description of a rough surface and parameter evolution with shearing." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39, 789–800.

Grasselli, G., and Egger, P. (2003). "Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40(1), 25–40.

Gutiérrez, M. (2013). *Shear resistance for concrete dams.* Ph.D. Thesis, Norwegian University of Science and Technology, Trondhiem.

Haberfield, C., and Seidel, J. (1999). "Some recent advances in the modelling of soft rock joints in direct shear." *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 17(3–4), 177–195.

International Commission on Large Dams (ICOLD). (1990). *Conventional Methods in Constructions – Review – Bulletin 76,* Paris, France.

International Commission on Large Dams (ICOLD). (2004). *Sliding Safety of Existing Gravity Dams - Final Report,* Paris, France.

Jaeger, J. (1971). "Friction of rocks and stability of rock slopes." *Geotechnique*, 21, 97–134.

Johansson, F. (2009). *Shear strength of unfilled and rough rock joints in sliding stability analyses of concrete dams.* Ph.D. thesis, Royal Institute of Technology of Stockolm.

Khoshelham, K., Altundag, D., Ngan-Tillard, D., and Menenti, M. (2011). "Influence of range measurement noise on roughness characterization of rock surfaces using terrestrial laser scanning." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(8), 1215–1223.

Krounis, A., Johansson, F., and Larsson, S. (2016). "Shear strength of partially bonded concrete–rock interfaces for application in dam stability analyses." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(7), 2711–2722.

Ladanyi, B., and Archambault, G. (1969). "Simulation of shear behavior of a jointed rock mass." *11th US Symposium on Rock Mechanics*, American Rock Mechanics Association, Alexandria, VA, USA, 105–125.

Leclerc, M., Léger, P., and Tinawi, R. (2003). "Computer aided stability analysis of gravity dams - CADAM." *Journal of Advances in Engineering Software*, 34(7), 403-420.

Lo, K. Y., and Grass, J. D. (1994). "Recent experience with safety assesment of concrete dams on rock foundation." Canadian Dam Association, Toronto, ON, Canada, 231–250.

MATLAB. (2019). *The Mathworks, Inc.*, Natick, MA, USA.

Moradian, Z., Ballivy, G., Rivard, P., Gravel, C., and Rousseau, B. (2010). "Evaluating damage during shear tests of rock joints using acoustic emissions." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47, 590–598.

Mouzannar, H., Bost, M., Leroux, M., and Virely, D. (2017). "Experimental Study of the Shear Strength of Bonded Concrete–Rock Interfaces : Surface Morphology and Scale Effect." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(10), 2601–2625.

Nuss, L. K., Matsumoto, N., and Hansen, K. D. (2012). "Shaken, but not stirred - Earthquake performance of concrete dams." *32nd Annual USSD Conference*, USSD, Denver, CO, USA.

Patton, F. (1966). "Multiple modes of shear failure in rock." *First Congress of International Society of Rock Mechanics*. Lisbon, Portugal, 509–513.

Renaud, S., Bouaanani, N. and Miquel, B. (2016). "Critical appraisal of common simplified assumptions in seismic stability analyses of gravity dams." *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(5), p.04016017.1-13.

Rousseau, B. (2010). *Comportement des interfaces fragiles des ouvrages hydroélectriques.*

Ph.D. Thesis, Université de Sherbrooke et Université de Bordeaux 1.

Rousseau, B., Rivard, P., Marache, A., Ballivy, G., and Riss, J. (2012). "Limitations of laser profilometer limitations in measuring surface topography for polycrystalline rocks." *International Journal of Rock Mechanic and Mining Sciences*, 52, 56–60.

Seidel, J., and Haberfield, C. (1995a). "The application of energy principles to the determination of the sliding resistance of rock joints." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 28(4), 211–226.

Seidel, J., and Haberfield, C. (2002a). "Laboratory testing of concrete-rock joints in constant normal stiffness direct shear." *ASTM geotechnical testing journal*, 25(4), 391–404.

Tatone, B. S., and Grasselli, G. (2010). "A new 2D discontinuity roughness parameter and its correlation with *JRC*." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(8), 1391–1400.

Tatone, B. S., and Grasselli, G. (2013). "An investigation of discontinuity roughness scale dependency using high-resolution surface measurements." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46(4), 657-681.

Tian, H. M., Chen, W. Z., Yang, D. S., and Yang, J. P. (2015). "Experimental and numerical analysis of the shear behaviour of cemented concrete–rock joints." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48, 213–222.

Tinawi, R., Léger, P., Leclerc, M., and Cipolla, G. (2000). "Seismic safety of gravity dams : from shake table experiments to numerical analyses." *Journal of Structural Engineering*, 126(4), 518–529.

Tse, R., and Cruden, D. (1979). "Estimating joint roughness coefficients." *International journal of rock mechanics and mining sciences and geomechanics abstracts.* 16, 303–307.

United States Army Corps of Engineers (USACE). (1995). "Gravity Dam Design." *Engineering monograph EM1110-2-2200,* Washington, DC, USA.

United States Bureau of Reclamation (USBR). (2009). *Risk Analysis for Concrete Gravity*

*Dams. Chapter 12,* Washington, DC, USA.

Yang, Z. X., and Huang, Y. M. (1995) "Post-peak shear behavior of artificial joints." *International Conference on Mechanics of Jointed and Faulted Rock*, Balkema, Rotterdam, Netherland, 139-144.

Yang, Z. Y., Lo, S. C., and Di, C. C. (2001). "Reassessing the joint roughness coefficient ($JRC$) estimation using $Z_2$." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 34(3), 243–251.

Yong, R., Ye, J., Li, B., and Du, S. G. (2018). "Determining the maximum sampling interval in rock joint roughness measurements using Fourier series." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 101, 78–88.

Yu, X., Vayssade, B. (1991). "Joint profiles and their roughness parameters." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 28(4), 333-336.

Zhao, J. (1997). "Joint surface matching and shear strength part B : $JRC$-$JMC$ shear strength criterion." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(2), 179–185.

# CHAPITRE 6 ARTICLE 3 : NUMERICAL SIMULATION OF EXPERIMENTALLY SHEAR-TESTED CONTACT SPECIMENS FROM EXISTING DAM JOINTS

**Sylvain Renaud, Najib Bouaanani and Benjamin Miquel**

Paper submitted to the Journal of Computers and Geotechnics.
Submitted August 20, 2019.

## 6.1 Abstract

This paper proposes an original procedure to implement 3D surfaces of rough natural unbonded contact specimens, i.e. fully open with no chemical bond, into non-linear finite element models reproducing shear tests conducted under Constant Normal Load (CNL) conditions. The procedure is applied to 18 contact specimens drilled from concrete, concrete-rock, and rock joints of existing dams. A total of 83 finite element models are generated and analyzed, and the obtained numerical behaviours of the contact interfaces are compared and validated against the corresponding experimental findings. Original sensitivity analyses are conducted and highlight among other things that the geometric resolution must be selected with caution and the mismatch due to initially unmated conditions and geometrical differences between lower and upper faces must be considered. A practical non-linear shear strength criterion is proposed and compared to numerical results. This original combination of experimental, numerical and practical methods confirms the major role of roughness and matching properties in the shear response of dam joints. Finally, values of apparent cohesion and friction angle are suggested and applied to dam stability assessment while accounting for joint roughness and matching properties to emphasize the efficiency and relevance of such practice.

## 6.2 Introduction

The structural safety reevaluation of aging concrete gravity dams has been a major concern for dam owners, especially the assessment of dam sliding stability along interfaces where cracks may develop (Tinawi *et al.* 2000, Nuss *et al.* 2012), as shown in Fig. 6.1. Many guidelines recommend to simplify concrete-concrete, concrete-rock, and rock-rock joints into weakness planes corresponding to possible failure modes where the Sliding Safety Factor $SSF$ is determined using the Gravity Method, coupled with the Mohr-Coulomb (M-C) criterion, defined by both friction angle $\phi$ and cohesion $c$ parameters (e.g. USACE 1995, FERC 2002, ICOLD 2004, CDA 2007, USBR 2009). Yet, significant uncertainties are still associated with the selection of appropriate values of $\phi$ and $c$, especially those prevailing at dam-rock interfaces. Experimental investigations conducted on concrete-rock contacts show that the cohesion $c$ can be comprised between 0 and 2 MPa, while the friction angle $\phi$ may vary from $30^o$ to $65^o$, depending whether the joint is weathered or not (e.g. EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, ICOLD 2004, Champagne 2012, Eltervaag 2013, Andjelkovic *et al.* 2015, Krounis *et al.* 2016, Mouzannar *et al.* 2017). The presence and quality of cohesive links also exhibit high spacial variability along dam-rock interfaces (Westberg Wilde and Johansson 2013). Therefore, several guidelines assume the conservative case of an unbonded contact between the dam and its foundation, i.e. with $c = 0$ (FERC 2002, ICOLD 2004, CDA 2007), while any rough geometry of joints is neglected in the Gravity Method. Such oversimplifications and uncertainties regarding joint properties may lead to conservative stability analyses which do not necessarily reflect the actual structural behaviour of dam structures (Nuss *et al.* 2012).

Many previous experimental research have investigated the sliding stability of rough unbonded rock discontinuities (e.g. Patton 1966, Ladanyi and Archambault 1969, Barton and Choubey 1977, Grasselli and Egger 2003, Barton 2013). These studies highlight that, under a constant normal stress $\sigma_{\mathrm{n}}$, the peak shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ of a rock joint is mainly controlled by the sliding and shearing of its asperities, and therefore can be assessed by non-linear failure criteria such as LADAR or JRC-JCS models (Ladanyi and Archambault 1969, Barton and Choubey 1977). It is possible to linearize those criteria using apparent cohesion $c_{\mathrm{ap}}$ and friction angle $\phi_{\mathrm{ap}}$ parameters to apply the M-C model which is still commonly used to characterize rough unbonded joints (Barton 2013, Prassetyo *et al.* 2017). It is also interesting to note that the understanding of rock discontinuities shear behaviour have been greatly improved by the use of numerical models in parallel of experimental shear tests (e.g. Park and Song 2009, Panagouli and Mistakidis 2010, Nouailletas 2013, NGuyen *et al.* 2014, Bahaaddini *et al.* 2013, Ge *et al.* 2016). Two kinds of numerical methods can be efficiently used to

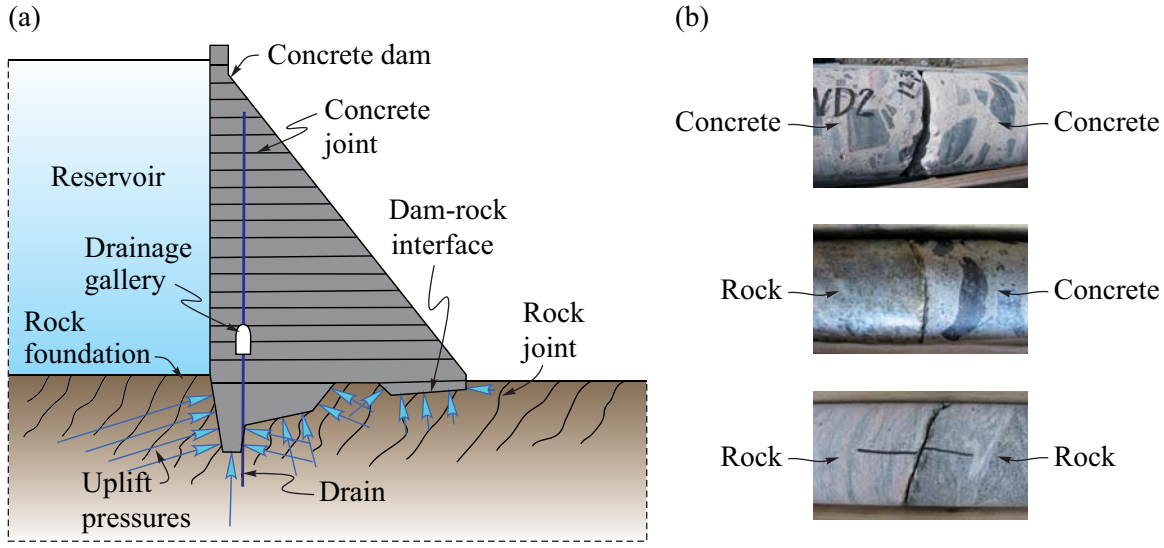



Figure 6.1 Concrete, concrete-rock, and rock joints : (a) located in in a typical concrete gravity dam subjected to various loads ; and (b) drilled from an existing dam site.

model the shear behaviour of a rock discontinuity (Jing 2003, Bobet *et al.* 2009, Riahi *et al.* 2010, Lisjak et Grasselli 2014) : (i) continuous methods, i.e. Finite Elements Method (FEM) or Finite Differences Method (FDM) ; and (ii) discontinuous methods, i.e. Discrete Element Method (DEM). Jing (2003), Bobet *et al.* (2009), and Lisjak et Grasselli (2014) are examples of interesting state-of-the-arts which propose detailed reviews of the formulation, advantages and applicability of each numerical method. Although DEM is more appropriate to model the crushing process of asperities which occurs at high normal stress levels, Riahi *et al.* (2010) mathematically demonstrate that FEM using pre-existing contact interfaces and DEM must give similar results for contact analyses. Even if FEM and DEM differ from their solving algorithm, both of the methods can be efficiently applied to model the shearing of unbonded rock discontinuities if initially calibrated and validated against experimental findings (Jing 2003).

Most of the experimental and numerical studies focusing on the shear behaviour of rock discontinuities were related to mining engineering applications and rock slope stability analyses, which generally involve a single material and, in some cases high stress levels, as opposed to dam joints (Seidel and Haberfield 2002, Johansson 2009). Previous experimental findings illustrate the importance of roughness on the shear strength of concrete-rock contact (e.g. Seidel and Haberfield 2002, Rousseau 2010, Champagne 2012, Eltervaag 2013, Mouzannar *et al.* 2017). However, extensive data on shear strength at dam joints is still a need while

experimental investigations may require expensive and difficult in-situ testing handlings (Johansson 2009, Champagne 2012, Mouzannar *et al.* 2017). To the authors' knowledge, only four published works were dedicated to the numerical modeling of concrete-rock contacts : Haque and Kodikara (2012), Eltervaag (2013) and Gutiérrez *et al.* (2018) who modeled 2D artificial saw-tooth contacts with FDM, FEM and DEM, respectively ; and Mouzannar *et al.* (2017) which model with the FEM bonded contacts using 2D simplified geometries. None of theses studies propose a rigorous procedure to implement a natural concrete-rock contact into a 3D finite element model. Moreover, it is reasonable to believe that shear tests on natural dam-rock interfaces would provide more realistic data (Seidel and Haberfield 2002, Johansson 2009). As a consequence, further research is still required to validate failure criteria or to recommend adequate values of apparent cohesion $c_{\text{ap}}$ and friction angle $\phi_{\text{ap}}$ for the evaluation of shear response at dam joints.

This paper proposes an original procedure to implement 3D surfaces of rough natural unbonded contact specimens drilled from existing gravity dams into non-linear finite element models reproducing a shear test conducted under Constant Normal Load (CNL) conditions. In this paper, the FEM is selected as this numerical method becomes more and more popular to assess the structural safety of concrete dams (USACE 2007). The procedure is applied to 18 contact specimens drilled from concrete-concrete, concrete-rock, and rock-rock joints of existing dams whose diameters vary from 83 mm to 145 mm. The matching and roughness properties, and the experimental results of the 18 contact specimens are presented in Renaud *et al.* (2019). A total of 83 3D non-linear finite element models are generated and analysed, and the obtained numerical behaviours of the contact interfaces are compared to the corresponding experimental findings. Original sensitivity analyses are conducted to discuss of the effect of various modeling assumptions (basic friction angle, 2D versus 3D, geometrical mesh resolution, finite element mesh resolution, initial unmatched position, initial contact gaps neglected) on the numerical response of the shear tested contact interfaces. Finally, the failure criteria adapted in Renaud *et al.* (2019) from Barton and Choubey (1977) and Zhao (1997) is applied to the 18 contact specimens and compared to the finite element results, thus suggesting values of apparent cohesion $c_{\text{ap}}$ and friction angle $\phi_{\text{ap}}$. Therefore, this paper provides detailed procedures and informed choices for future research works which require to simulate with continuous methods the shear behaviour of contact interfaces. Furthermore, it presents interesting findings on the shear strength of dam joints for practical sliding safety assessments of gravity dams.

## 6.3 Experimental background : Shear-tested contact specimens drilled from joints of existing dams

The 18 small-scale natural unbonded shear-tested contact specimens used for the validation of the numerical procedure proposed in the paper comprise : 6 rock-rock (RR), 6 concrete-rock (CR), and 6 concrete-concrete (CC) natural joints as described in Table 6.1. These contact specimens were obtained from cores drilled at the sites of three existing gravity dams in Quebec, Canada, and have diameters of approximately 83 mm or 145 mm. Dams 1 and 2 are located in the Grenville geologic province of the Canadian Shield, while dam 3 is located in the Ottawa river valley, part of the St-Lawrence Platform. The 18 contact specimens were scanned using a Laser profilometer before being sheared using a direct shear apparatus under controlled displacement mode at Université de Sherbrooke (Rousseau 2010, Champagne 2012). The shear tests were assumed to be conducted under Constant Normal Loading (CNL) conditions, i.e. the applied normal stress $\sigma_{\mathrm{n}}$ along the joint is supposed to remain constant during the test. The normal stress $\sigma_{\mathrm{n}}$ applied along the joints during the shearing tests varied between 0.15 MPa and 0.45 MPa, approximately. Such range of effective normal stress values, accounting for the presence of water seepage, can be obtained using the Gravity Method through structural analyses of typical gravity dams up to 45 m high (Leclerc *et al.* 2003). Prior to testing, the contact specimens were subjected to a normal stress of $2\sigma_{\mathrm{n}}$ for one minute to ensure adequate fitting of the lower and upper faces of the joints. Shear displacements were applied at a rate of $\dot{\delta}_{\mathrm{s}} = 0.15$ mm/min. The same experimental conditions were simulated through the finite element analyses of the shear tested contact interfaces.

The roughness of the 18 contact specimens is evaluated based on the Joint Roughness Coefficient $JRC$, adapted in Renaud *et al.* (2019) from the equation originally proposed by Tse and Cruden (1979) for the JRC-JCS model (Barton and Choubey 1977). Denoting $JRC_{\mathrm{min}}$ and $JRC_{\mathrm{max}}$ the smallest and largest values of $JRC$ obtained for the lower and upper faces of contact specimens, the results of the Joint Roughness Coefficients comprised between 0 (no roughness) and 20 (high roughness) are presented in Table 6.1. In some cases, the values of $JRC$ corresponding to the lower and upper faces of a contact specimen may differ significantly. Such mismatch was quantified in Renaud *et al.* (2019) by adapting the Joint Matching Coefficient $JMC$ (Zhao 1997) which varies between 0 and 1 for a fully mismatched and perfectly matched joint, respectively. The $JMC$ of the 18 tested contact specimens are also given in Table 6.1. A detailed analysis of the matching and roughness properties and experimental results of the 18 contact specimens can also be found in Renaud *et al.* (2019).

Table 6.1 Description of 18 studied small-scale unbonded contact samples drilled from existing gravity-dams with the corresponding Joint Matching and Joint Roughness Coefficients.

| Contact sample | Type of interface | Dam site | Rock foundation | $JMC$ | $JRC_{\min}$ | $JRC_{\max}$ |
|---|---|---|---|---|---|---|
| CC1-1 | Concrete-concrete | Dam 1 | Gneiss and migmatites | 0.6 | 17.6 | 17.6 |
| CC1-2 | Concrete-concrete | Dam 1 | Gneiss and migmatites | 0.5 | 17.9 | 20.0 |
| CC1-3 | Concrete-concrete | Dam 1 | Gneiss and migmatites | 1.0 | 15.9 | 16.3 |
| CC2-1 | Concrete-concrete | Dam 2 | Gneiss | 0.9 | 18.1 | 19.0 |
| CC2-2 | Concrete-concrete | Dam 2 | Gneiss | 0.7 | 14.6 | 15.4 |
| CC2-3 | Concrete-concrete | Dam 2 | Gneiss | 0.6 | 20.0 | 20.0 |
| CR1-1 | Concrete-rock | Dam 1 | Gneiss and migmatites | 0.6 | 17.7 | 20.0 |
| CR1-2 | Concrete-rock | Dam 1 | Gneiss and migmatites | 0.8 | 12.0 | 15.1 |
| CR2-1 | Concrete-rock | Dam 2 | Gneiss | 1.0 | 5.4 | 8.8 |
| CR2-2 | Concrete-rock | Dam 2 | Gneiss | 0.7 | 11.0 | 19.5 |
| CR3-1 | Concrete-rock | Dam 3 | Limestone and shale | 0.8 | 10.5 | 13.1 |
| CR3-2 | Concrete-rock | Dam 3 | Limestone and shale | 0.8 | 9.3 | 10.5 |
| RR1-1 | Rock-rock | Dam 1 | Gneiss and migmatites | 1.0 | 6.7 | 6.8 |
| RR1-2 | Rock-rock | Dam 1 | Gneiss and migmatites | 1.0 | 7.3 | 8.1 |
| RR2-1 | Rock-rock | Dam 2 | Gneiss | 1.0 | 10.9 | 11.1 |
| RR2-2 | Rock-rock | Dam 2 | Gneiss | 0.7 | 12.3 | 16.1 |
| RR3-1 | Rock-rock | Dam 3 | Limestone and shale | 0.9 | 5.0 | 6.3 |
| RR3-2 | Rock-rock | Dam 3 | Limestone and shale | 0.7 | 9.5 | 11.9 |

## 6.4 Proposed numerical procedure

### 6.4.1 Finite element modeling of the shear behaviour

The 18 shear-tested contact specimens described previously were modelled using nonlinear finite elements according to the following procedure. The numerical model of the contact specimen is subjected to a direct shear test under CNL conditions as tested in the laboratory. Accordingly, the lower block of the modeled interface remains fixed, while the upper block is subjected to an increasing lateral displacement $\delta_s$ and to a constant normal load $\sigma_n$, as illustrated in Fig. 6.2 (a). During the test, $\delta_s$ increases at a constant rate, causing a shear stress $\tau(\delta_s)$ and a vertical displacement $v(\delta_s)$ of the upper block, known as dilation, as depicted in Fig. 6.2 (a). The peak shear strength $\tau_p(\sigma_n)$ corresponds to the maximum shear stress for a given normal stress $\sigma_n$. The dilation angle $i$ denotes the slope of the linear regression of the values of $v(\delta_s)$. Such parameters are illustrated in Fig. 6.2 (b) and (c). The shear stress $\tau(\delta_s)$ along a rough natural unbonded contact interface stems from : (i) asperities sliding over each other, thus inducing local friction and dilation ; and (ii) asperities being partially or totally sheared as the strength of the concrete or rock materials is locally exceeded. In order to use realistic contact interface geometries, the 18 joint sample cores drilled from the existing gravity dams were scanned and the resulting 3D numerical profiles were processed. Special attention is paid to the finite element modeling of local friction and dilation of a rough unbonded contact interface. For this purpose, the detailed geometry of the lower and upper faces at contact, which may differ due to initial unmatched conditions, are explicitly modeled.

The local non-linear behaviour at the interface includes normal and sliding contact conditions, and is implemented through basic frictional contact finite elements (Bathe and Chaudhary 1985, Eterovic and Bathe 1991, Bathe 2006). Such finite elements allow to locally define the normal contact conditions between two asperities of the lower and upper faces of a given interface as

$$\eta\,\sigma_n = 0\,; \qquad \sigma_n \geqslant 0\,; \qquad \eta \geqslant 0\,; \tag{6.1}$$

where $\eta$ and $\sigma_n$ denote the local normal gap and stress, respectively, assuming that compression stresses are positive. Therefore, a full contact between two asperities can be expressed as $\eta = 0$ and $\sigma_n > 0$, while uplift at the interface occurs as soon as $\eta > 0$ and $\sigma_n = 0$, as illustrated in Fig. 6.2 (a). Thus, the contact algorithm used is capable of detecting contact points during motion, i.e. they are assumed not known *a priori*, and also of preventing penetration of segments after each contact. When normal contact occurs between two asperities, the basic contact finite elements also define the local sliding conditions which are governed by the M-C

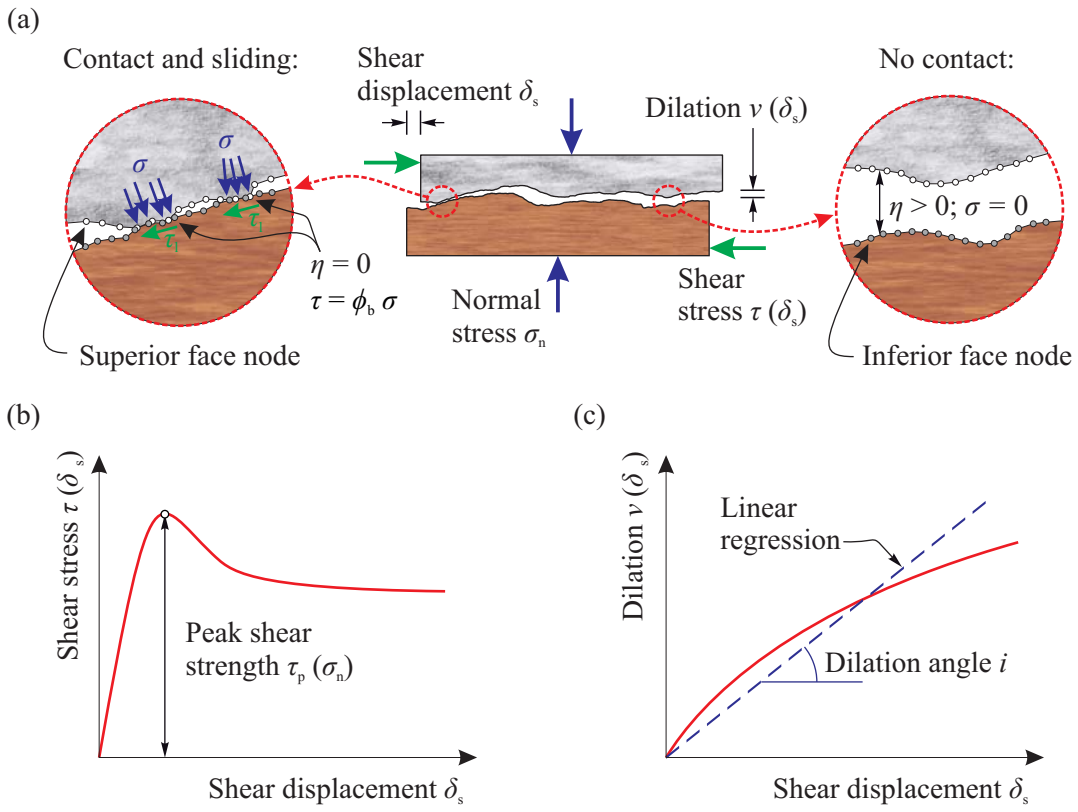



Figure 6.2 Direct shear test on a numerical replica of a rough unbonded contact interface under Constant Normal Load (CNL) : (a) contact conditions ; (b) shear response ; and (c) vertical displacement response.

model, and can be expressed as

$$\tau = \sigma_{\mathrm{n}} \tan(\phi_{\mathrm{b}}) \tag{6.2}$$

where $\tau$ denotes the local shear stress and $\phi_{\mathrm{b}}$ the basic friction angle which models the microscopic interaction between the textures of the lower and upper faces (Patton 1966, Hencher and Richard 2015). Introducing the ratio

$$\zeta = \frac{\tau}{\sigma_{\mathrm{n}} \tan(\phi_{\mathrm{b}})} \tag{6.3}$$

and denoting $\dot{u}_{\mathrm{s}}$ the sliding relative speed difference between two paired contact elements of the lower and upper face, the M-C model is implemented in the contact element following the equation (Pantuso *et al.* 2000)

$$\zeta = \frac{\dot{u}_{\mathrm{s}}}{\varepsilon_{\mathrm{s}}} \tag{6.4}$$

if $|\zeta| < 1$, and

$$\frac{\dot{u}_{\mathrm{s}}}{\varepsilon_{\mathrm{s}}} \geqslant 1 \tag{6.5}$$

if $|\zeta| \geqslant 1$, where $\varepsilon_{\mathrm{s}}$, a coefficient chosen by the analyst, can be related to the maximum relative velocity of the faces to each other and corresponding to a sticking condition along the contact. Generally, the lower is the selected coefficient $\varepsilon_{\mathrm{s}}$, the more accurate is the simulation of the M-C criterion. However, a very small value of $\varepsilon_{\mathrm{s}}$ could induce convergence difficulties. This coefficient has then to be selected with care. In this work, the shear displacement rate $\dot{\delta}_{\mathrm{s}}$ along the contact interface is directly defined by the user. According to Eq. (6.4), if $\dot{u}_{\mathrm{s}} < \varepsilon_{\mathrm{s}}$, then it corresponds to stick contact conditions and $|\zeta| < 1$. This is in contradiction with the fact that the lower face is supposed to slide on the upper face at a speed rate of $\dot{\delta}_{\mathrm{s}}$. Therefore, it is necessary to have

$$\varepsilon_{\mathrm{s}} \leqslant \dot{\delta}_{\mathrm{s}} \tag{6.6}$$

in order to satisfy $\dot{u}_{\mathrm{s}} \geqslant \varepsilon_{\mathrm{s}}$ and $|\zeta| \geqslant 1$, as $\dot{\delta}_{\mathrm{s}} \leqslant \dot{u}_{\mathrm{s}}$, assuming that the asperities at the interface remain mostly rigid.

The normal stress $\sigma_{\mathrm{n}}$ at the contact interface is selected to correspond to in-situ conditions of the joint. As the lateral displacement $\delta_{\mathrm{s}}$ increases and the strength of the intact material is locally exceeded, asperities at the contact interface may be partially sheared. However, normal stresses along dam joints remain, most of the time, less than 1 MPa (USACE 2007, Johansson 2009, Champagne 2012, Mouzannar *et al.* 2017). This range of effective normal stresses can be obtained by applying the Gravity Method to typical gravity dams up to 75 m high while accounting for the presence of water seepage. Yet, at such normal stress levels, the shear

strength of the contact specimens is assumed to be mainly controlled by asperity sliding, as opposed to asperity crushing (Bahaaddini *et al.* 2015). Therefore, material plasticity is mainly introduced to allow appropriate numerical contact conditions as recommended by Panagouli and Mistakidis (2010), and does not necessarily reflect the behaviour of highly cracked asperities in a realistic way. In this work, a Von-Mises constitutive law (Bathe 2006) is considered hereafter to model the material behaviour of asperities. This simple criterion, which is solely defined by the compressive strength of the material, is preferred to more realistic rock elasto-plastic models to expedite extensive finite element parametric analyses. It is also relevant to note that geotechnical strength criteria commonly adopted at large scale may not accurately reflect the behaviour of small scale mass concrete samples in which large aggregates can involve high material heterogeneity.

### 6.4.2 Processing of the 3D contact faces

The flowchart in Fig. 6.3 describes the procedure developed to process and implement 3D scanned joint sample cores, with lower and upper faces initially composed of irregularly-spaced points, into a finite element model. The clouds of points are first cleaned using the software CloudCompare (2018). Then, a specially developed routine, programmed under MATLAB (2019), is applied to spatially adjust and discretize the clouds of points into regular grids with a fine resolution of $\Delta_s = 0.05$ mm. Such grids are defined by a horizontal Cartesian coordinate system $(x^{(0)}, y^{(0)}, z)$ where $x^{(0)}$ designates the axis parallel to the shearing direction, $y^{(0)}$ the axis perpendicular to $x^{(0)}$, and $z$ the vertical axis. Then, a filtering method based on 3D Fourier expansion is developed and applied to minimize noise effects in the two scanned faces of the contact specimens (Renaud *et al.* 2019). The final filtered 3D surface profiles, the vertical coordinates of which are defined along the vertical axis $\bar{z}$, were validated by visual inspection. However, the upper and lower face geometries may present an initial offset which is not supposed to correspond to in-situ conditions of the dam joint, as illustrated in Fig. 6.3. Therefore, the upper and lower faces are visually adjusted using 2D cut planes through their detailed geometries in order to get an optimally mated contact before the shear test. Finally, the contact faces are discretized into final regular grids with a coarser geometric resolution of $\Delta_g^{(0)}$ as using the initial fine resolution of $\Delta_s = 0.05$ mm would lead to unrealistic finite element model sizes.

In this work, $\Delta_g^{(0)}$ is selected according to the size of the scanned contact interfaces as suggested by Yong *et al.* (2018), while ensuring an accurate and optimum definition of the rough geometry. A default geometric resolution $\Delta_g^{(0)}$ of 1 mm and 2 mm for the contact interfaces with diameters of approximately 83 mm and 145 mm, respectively, was adopted.

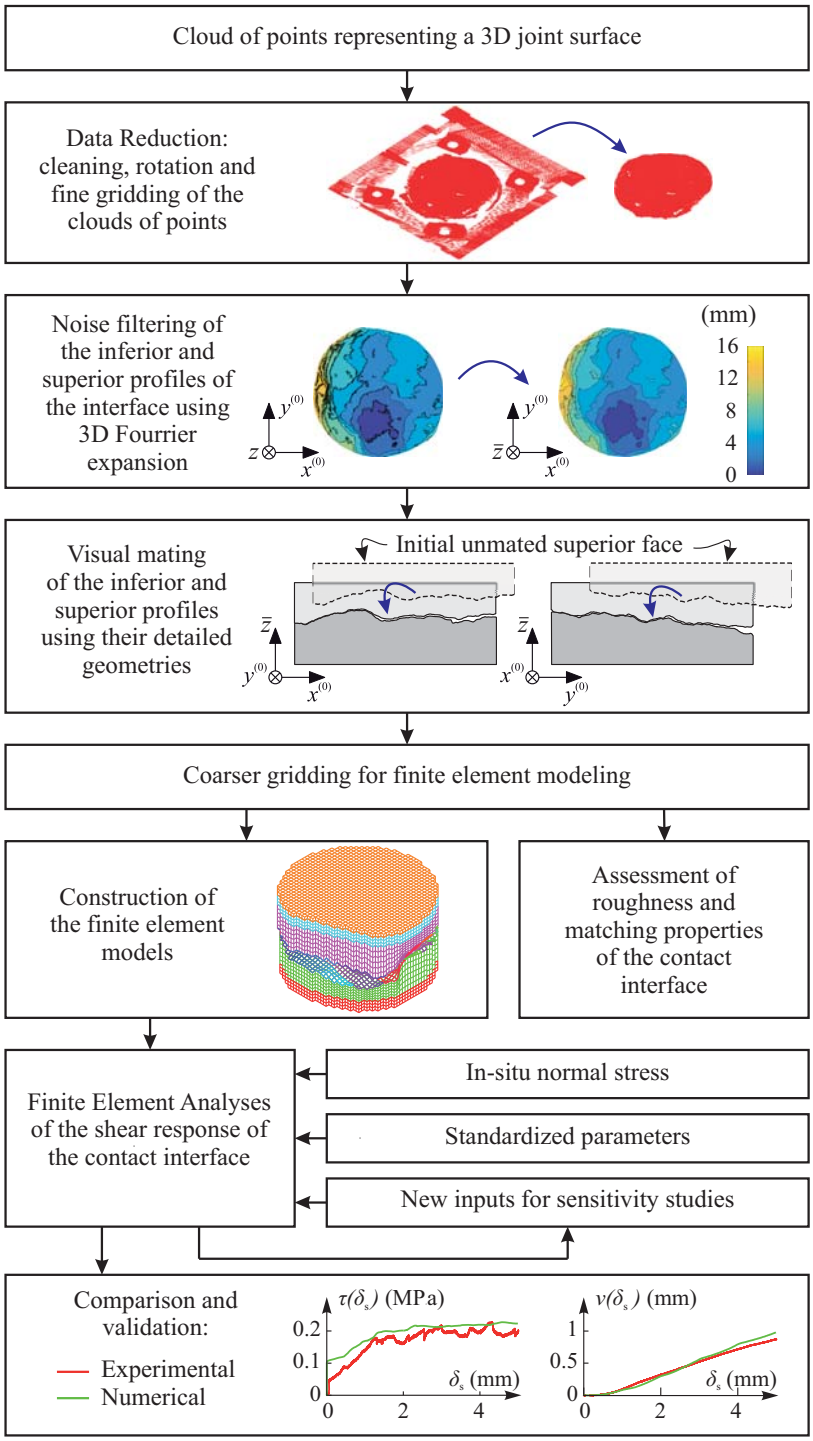



Figure 6.3 Developed procedure using non-linear finite element analyses to numerically model a direct shear test conduct on a rough natural unbonded contact interface scanned from a joint sample core.

These values are of the order of magnitude of an optimal sampling interval suggested by Yong *et al.* (2018). Overall, a good compromise was found between accurate modeling of interface roughness, and a reasonable size of each model. We note that the original accuracy of the scanning device, which is less than 0.05 mm in this work, is kept as the final resolution along the vertical axis $\bar{z}$ of the processed 3D faces of contact interfaces.

### 6.4.3 Construction of the finite element models

The 3D processed contact faces with the final geometric resolution $\Delta_{\mathrm{g}}^{(0)}$ are then used to construct the finite element models as shown in Fig. 6.3. An original routine is coded in MATLAB (2019) to automatically generate a large amount of numerical models. In particular, a ruled-meshing procedure was implemented to ensure an optimum quality of finite element meshes. The corresponding methodology, which is illustrated for a simplistic 2D case in Fig. 6.4, can be described in six general phases :

1. The points of the 3D processed contact faces at a resolution of $\Delta_{\mathrm{g}}^{(0)}$ are imported into the finite element software.
2. Volumes are extruded from the geometry of the 3D lower and upper contact faces to generate the two blocks of the joint sample core.
3. The mesh density is defined through a regular division of the created volumes to ensure a rigorous mesh compatibility. The default horizontal mesh resolution $\Delta_{\mathrm{m}}^{(0)}$ is equal to the geometrical grid resolution $\Delta_{\mathrm{g}}^{(0)}$, as shown in Fig. 6.4. However, the analyst can also select $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/N\Delta_{\mathrm{g}}^{(0)}$ where $N$ is a positive integer.
4. 3D 8-node solid finite elements are generated including the material properties. All elements are linear elastic except those along the contact interface which follow a Von Mises constitutive law.
5. The boundary and loading conditions are defined : the lower block remains fixed, while the upper block is subjected to an increasing lateral displacement $\delta_{\mathrm{s}}$ and to a constant normal stress $\sigma_{\mathrm{n}}$. A rigid diaphragm is also added to avoid any rotation of the upper block.
6. Non-linear contact conditions are implemented at the interface through basic frictional contact elements. The developed routine ensures that only contact elements which may interact during the motion are paired.

An example of implemented 3D surfaces into a finite element model with the lower face of contact specimen RR3-2 is shown in Fig. 6.5 with $\Delta_{\mathrm{m}}^{(0)} = \Delta_{\mathrm{g}}^{(0)}$.

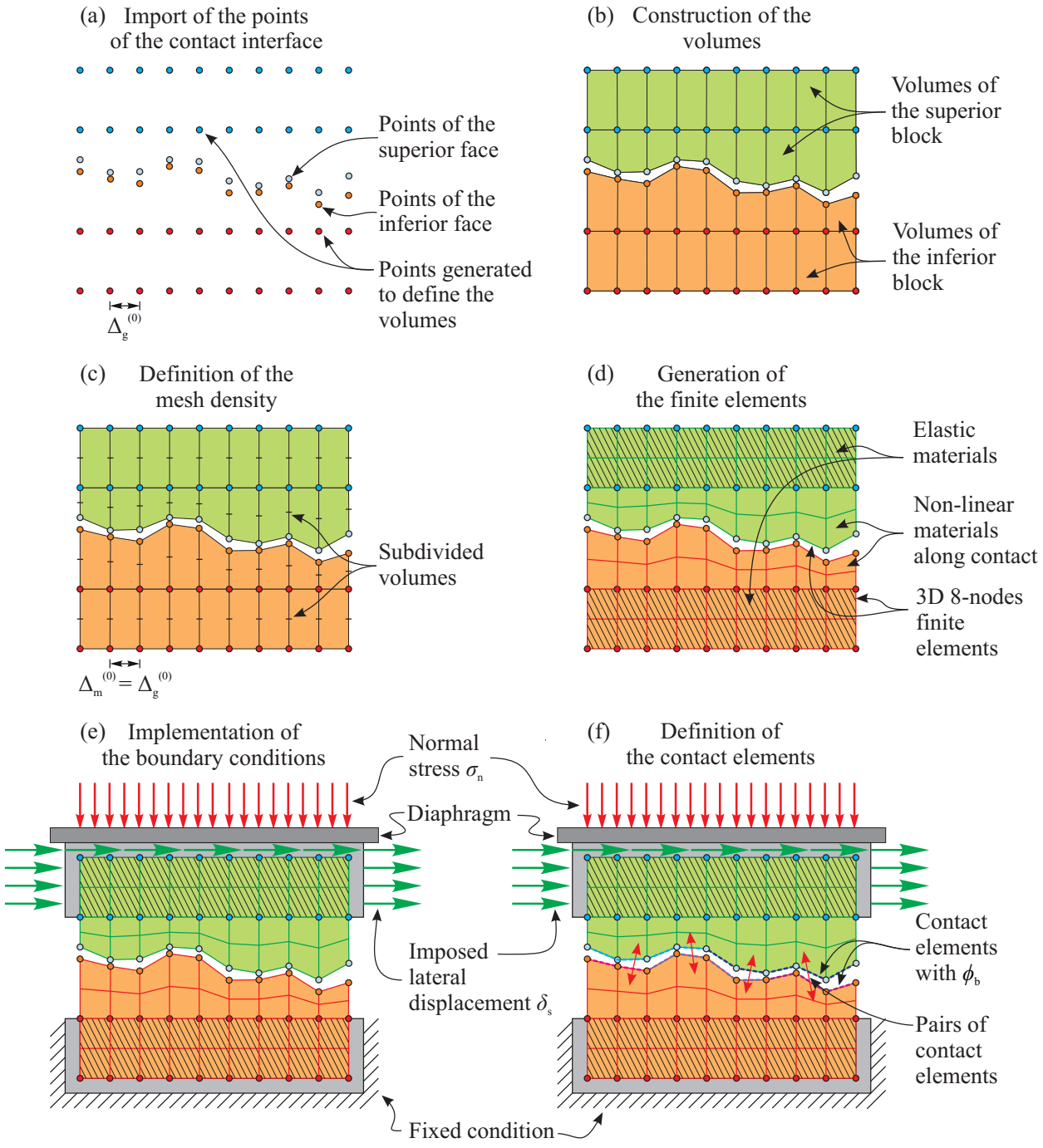



Figure 6.4 Developed procedure to construct the finite element models of the contact interfaces : (a) importing of the points of the interface; (b) construction of the geometric volumes; (c) definition of the finite element mesh density; (d) generation of the 8-nodes finite elements; (e) implementation of the boundary conditions; and (f) definition of the basic frictional contact elements.

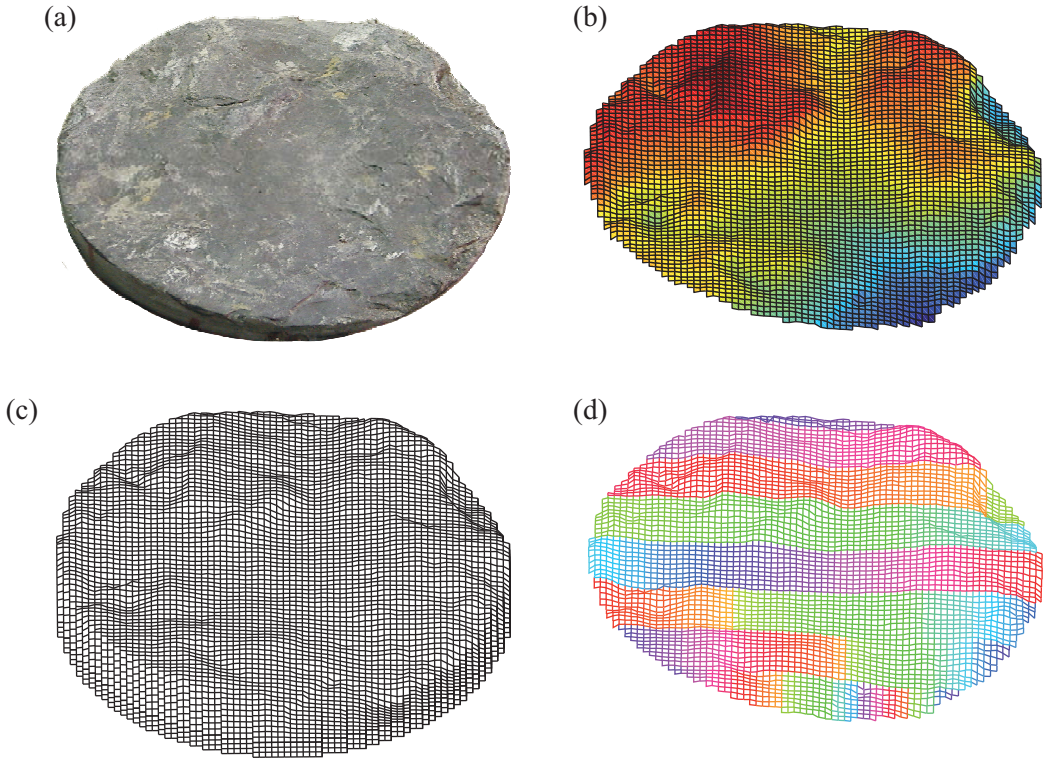



Figure 6.5 Application of the proposed procedure to implement a rough 3D surfaces of a natural unbonded interface into a non-linear finite element model to the lower face of contact sample RR3-2, shown at various steps : (a) photograph of the original lower face ; (b) processed scanned interface ; (c) corresponding 3D finite element mesh ; and (d) geometric definition finite contact elements at the interface.

## 6.5 Material properties

In this work, the results of the non-linear numerical analyses are compared to the experimental shear response of the 18 shear tested contact specimens. The proposed procedure does not require any calibration as input mechanical parameters such as material compressive strength, elasticity or basic friction angle are first chosen to be identical in all the finite element models. The following material properties are considered for the mass concrete and rock, respectively : Poisson's ratios $\nu^{(c)} = 0.2$ and $\nu^{(r)} = 0.3$, mass densities $\rho^{(c)} = \rho^{(r)} = 2400\,\mathrm{kg/m^3}$, modulus of elasticity $E^{(c)} = 25\,\mathrm{GPa}$ and $E^{(r)} = 40\,\mathrm{GPa}$, compressive strengths $f_c^{(c)} = f_c^{(r)} = 30\,\mathrm{MPa}$. The previously mentioned concrete and rock mechanical properties were estimated from experimental investigations conducted on the sites of Dams 1, 2 and 3. Although the absence of calibration may cause some loss of accuracy, it ensures the robustness of the numerical results and allows to conduct sensitivity analyses to discuss of the effect of various modeling assumptions and mechanical properties. The finite element software ADINA (2019) is used to model the 18 shear tested contact specimens.

## 6.6 Results and discussion

### 6.6.1 Experimental verification of the numerical models

In this section, the proposed procedure is applied to the 18 contact specimens described previously. Figure 6.6 compares the shear stress $\tau(\delta_s)$ obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using friction angle values of $\phi_b = 30^o$ and $35^o$ commonly reported in the literature (Hencher and Richard 2015, Barton 1973, Johansson 2009). The experimental peak shear strength $\tau_p(\sigma_n)$ was always obtained before the shear displacement $\delta_s$ reaches 4 mm as illustrated in Fig. 6.6. For practical purposes, the maximum imposed shearing displacement was fixed at 5 mm in the numerical models.

It can be seen that the finite element analyses can provide reasonable predictions of $\tau(\delta_s)$ compared to the trends followed by the experimental results, depending from which value of $\phi_b$ is selected. For insistence, a very good agreement is found between experimental findings and numerical results for contact specimens CR1-1, CR1-2, and CR3-1 with $\phi_b = 30^o$, and CC1-1, CC2-1, CR2-1, RR3-1, and RR3-2 for $\phi_b = 35^o$. The quality of the numerical predictions is found less satisfactory for contact specimens CR2-2 and CR3-2 regardless the selected value of $\phi_b$. These observations suggest a possible dependency of basic friction angle $\phi_b$ on the type of interface investigated, although the presence weathered materials along the contact might influence the shear strength of the specimens. Loss of accuracy in the predicted

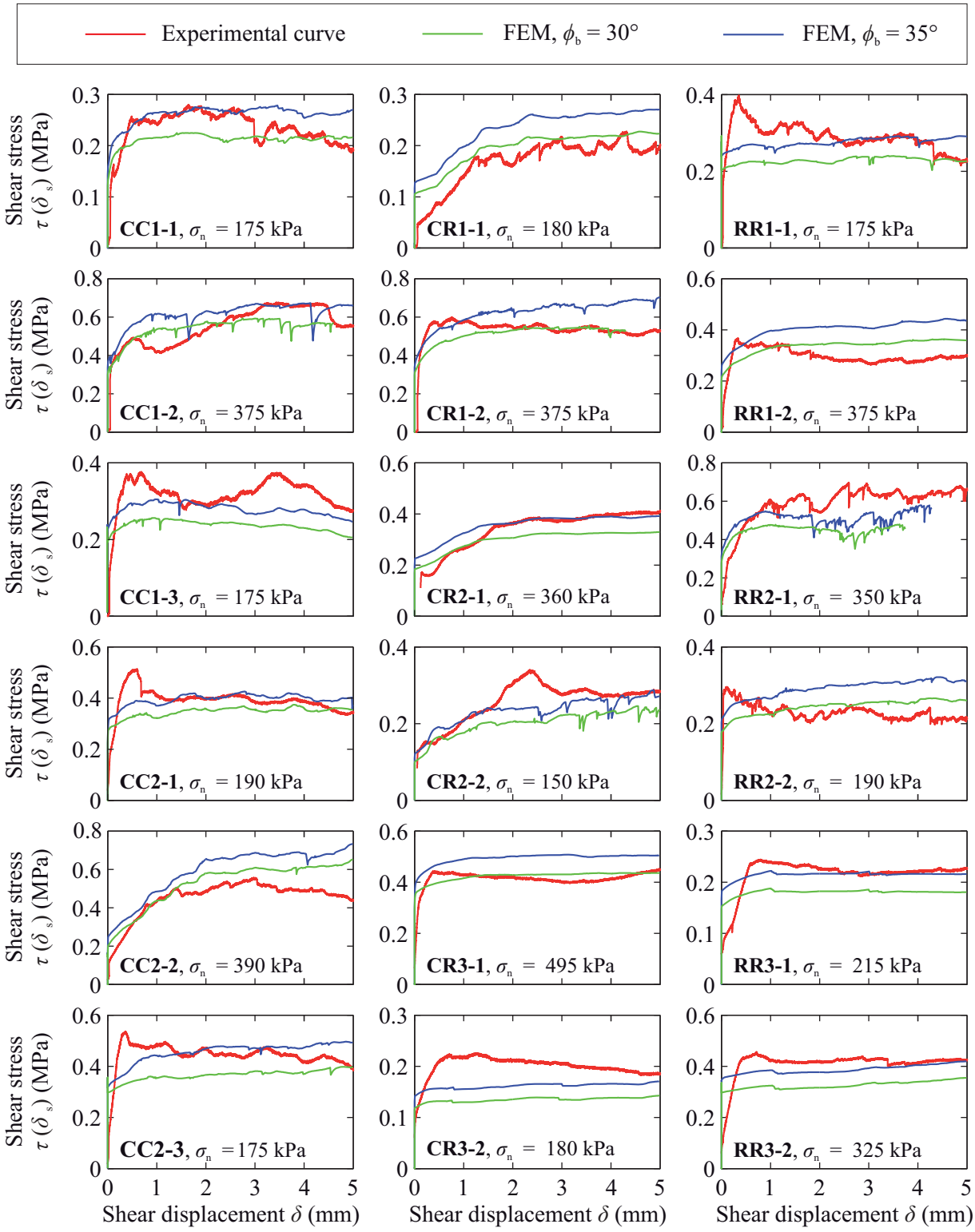



Figure 6.6 Comparison of the shear stress $\tau(\delta_s)$ obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using $\phi_b = 30^o$ and $\phi_b = 35^o$.

values of $\tau(\delta_s)$ may be explained as input mechanical parameters were chosen to be identical for all numerical models, while contact specimen properties are expected to vary depending of the geomechanical and dam site conditions. Inaccuracies in testing procedures may also occur, as, for example, the experimental applied normal stress $\sigma_n^{(exp)}(\delta)$ differs a bit from the theoretical normal stress $\sigma_n$ applied in the finite element models (Renaud *et al.* 2019). Nevertheless, for the 18 contact specimens, a fair agreement is generally found between finite element and experimental results, while no calibration is required, thus ensuring the robustness of the proposed procedure.

Figure 6.7 compares the dilation $v(\delta_s)$ obtained from experimental test and from 3D finite element analyses using $\phi_b = 30^o$ and $\phi_b = 35^o$. A good concordance can be observed between the experimental and numerical curves of $v(\delta_s)$, regardless the selected value of $\phi_b$. Such agreement is specifically remarkable for contact specimens CC2-1, CR1-1, and RR3-2. It is interesting to note that the numerical prediction of $v(\delta_s)$ never appears to depend from the chosen value of $\phi_b$. Therefore, although experimental verifications are still required to ensure the validity of the numerical predictions, results from Fig. 6.6 and Fig. 6.7 confirm the robustness of the proposed procedure which can be applied to conduct sensitivity analyses.

### 6.6.2 Effects of various numerical assumptions

This section presents a parametric study to assess the effects of various modeling assumptions presented in Fig. 6.8 on the numerical shear response of a rough unbonded interface : 2D versus 3D modeling ; selection of geometric grid resolution $\Delta_g$ ; selection of finite element mesh resolution $\Delta_m$ ; imperfectly mated contact interface ; and perfectly mated and matched contact interface. For this purpose, concrete-concrete, concrete-rock and rock-rock contact specimens CC2-1, CR2-1 and RR3-2 are selected to conduct the numerical analyses using $\phi_b = 35^o$ as they differ by their roughness and matching properties. Furthermore, those contact specimens also present numerical and experimental results in particular good agreement.

First, the 3D effects of the contact interface geometries are assessed. For this purpose, 2D profiles are extracted from the 3D original models as shown in Fig. 6.8 (a) and then extruded along the axis Y with a width of $\Delta_g^{(0)}$ as illustrated in Fig. 6.8 (b) to generate the corresponding finite element models through the methodology developed and validated above. Fig. 6.9 compares the shear stress $\tau(\delta_s)$ and the dilation $v(\delta_s)$ obtained from experimental tests and from finite element analyses using the 3D geometries and the corresponding 2D simplified profiles. For the 3 contact interfaces, the shear response of the models using 2D simplified

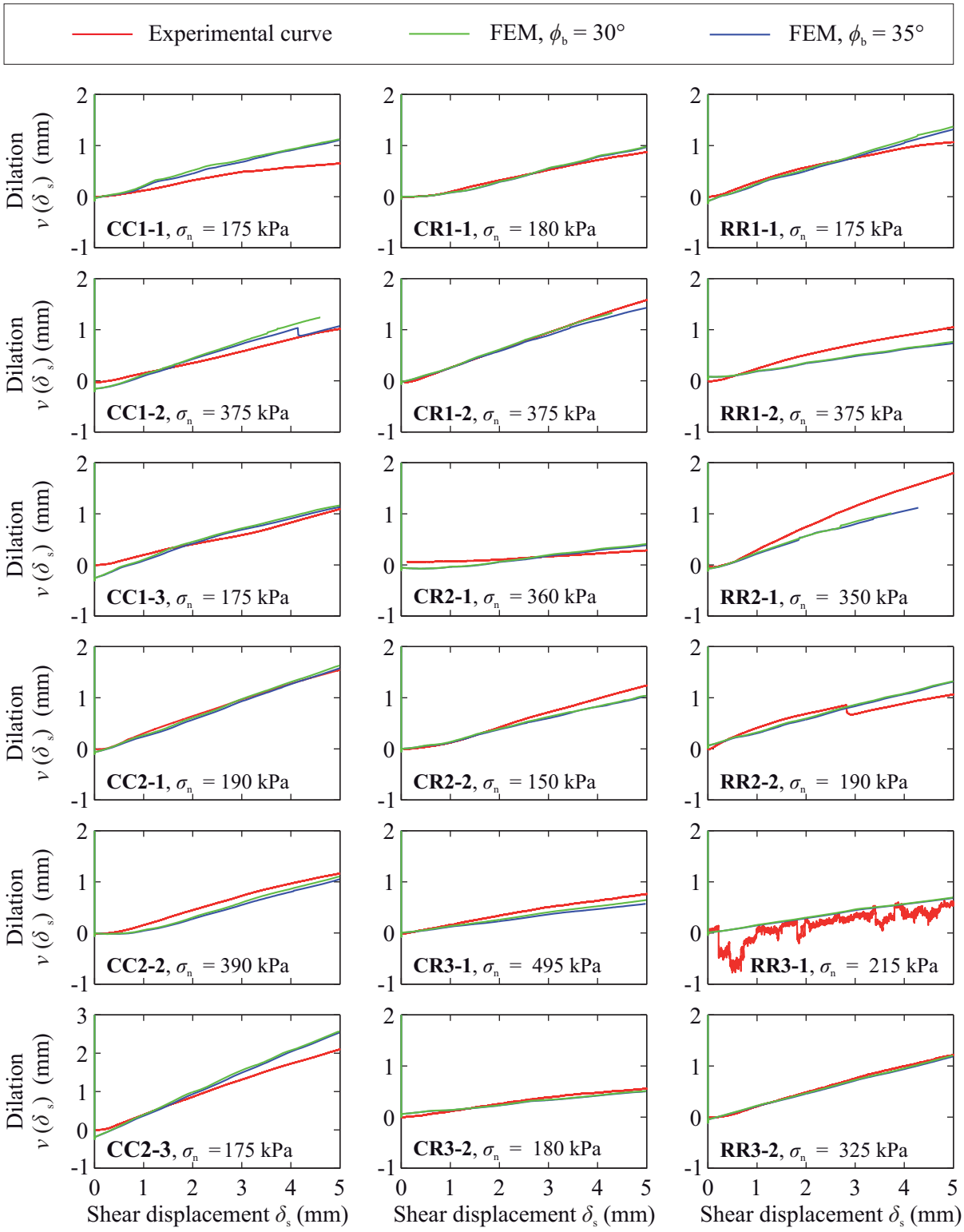



Figure 6.7 Comparison of the dilation $v(\delta_s)$ obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using $\phi_b = 30^o$ and $\phi_b = 35^o$.

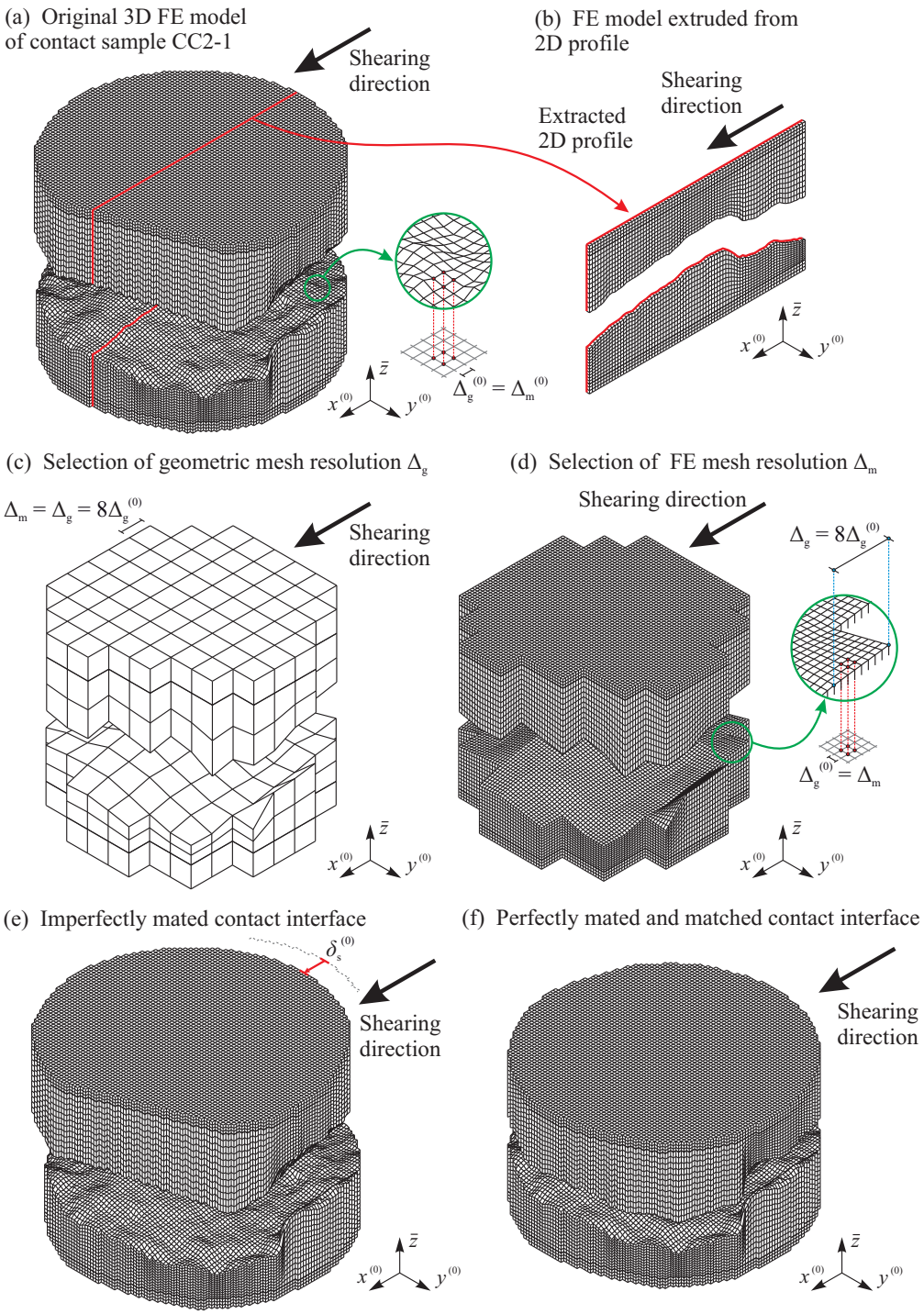



Figure 6.8 Assessment of the effects of various modeling assumptions on the numerical shear response of contact sample CC2-1 : (a) original model using initial geometric and finite element mesh resolution $\Delta_g^{(0)}$ and $\Delta_m^{(0)}$, respectively ; (b) 2D versus 3D modeling ; (c) selection of geometric mesh resolution $\Delta_g$ ; (d) selection of finite element mesh resolution $\Delta_m$ ; (e) imperfectly mated contact interface ; and (f) perfectly mated and matched contact interface.

profiles exhibit larger differences with the experimental data than the results obtained with the 3D geometries. This highlights that the 3D effects of the contact interface geometries shall not be neglected and that the use of 2D simplified profiles may lead to inaccurate results compared to the experimental findings.

Then, a sensitivity analysis is conducted regarding the selection of the geometric grid resolution $\Delta_g$. 3D finite element models are generated using the proposed procedure with $\Delta_g = 2\Delta_g^{(0)}$, $\Delta_g = 4\Delta_g^{(0)}$, and $\Delta_g = 8\Delta_g^{(0)}$ for contact interfaces CC2-1, CR2-1 and RR3-2 with the finite element mesh resolution $\Delta_m$ equal to $\Delta_g$, as illustrated in Fig. 6.8 (c). Fig. 6.10 presents the shear stress $\tau(\delta_s)$ and the dilation $v(\delta_s)$ obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using the various geometric grid resolution $\Delta_g$. A fair agreement between numerical and experimental results is found when $\Delta_g \leqslant 2\Delta_g^{(0)}$, thus validating the relevance of the selected values of $\Delta_g^{(0)}$. However, the quality of the prediction of $\tau(\delta_s)$ and $v(\delta_s)$ significantly deteriorates for higher values of $\Delta_g$, especially for contact interface CC2-1. Therefore, the value of $\Delta_g$ must be selected with caution as a too coarse geometric grid resolution may affects the shear behavior of contact interfaces. A value of $\Delta_g = 2$ mm or less seems appropriate for contact specimens whose diameters vary from 83 mm to 145 mm.

The routine developed above also allows to select a finite element mesh resolution equal to $\Delta_m = 1/N\Delta_g$ where $N$ is a positive integer. To study the effects of the selection of $\Delta_m$ on the shear response of contact interfaces, 3D finite element models are generated using $\Delta_g = \Delta_m$, $\Delta_g = 2\Delta_m$, $\Delta_g = 4\Delta_m$, and $\Delta_g = 8\Delta_m$, with $\Delta_g = 8\Delta_g^{(0)}$, as illustrated in Fig. 6.8 (d). Fig. 6.11 presents the shear stress $\tau(\delta_s)$ and the dilation $v(\delta_s)$ obtained from experimental tests and from numerical analyses using various finite element mesh resolution $\Delta_m$. For comparison purpose, the results of the numerical model generated with $\Delta_m = \Delta_g = \Delta_g^{(0)}$ are also depicted in Fig. 6.11. It is shown that the finite element meshing have little effect on the response of contact interfaces. However, for contact interface CC2-1, the experimental shear stress is significantly closer to the predicted $\tau(\delta_s)$ using $\Delta_m = \Delta_g = 2\Delta_g^{(0)}$ in Fig. 6.10 (a) than with $\Delta_g = 8\Delta_m = 8\Delta_g^{(0)}$ in Fig. 6.11 (a). In the light of the results presented in Fig. 6.10 and Fig. 6.11, the selection appropriate values of $\Delta_g$ appears more crucial to ensure the validity of the numerical analyses than for $\Delta_m$.

The proposed procedure requires to visually mate the contact interfaces before the generation of the corresponding finite element models. To study the effects of matedness on the shear response of contact specimens CC2-1, CR2-1 and RR3-2, their upper face was initially lifted and displaced from a offset $\delta_s^{(0)}$ along the shear direction parallel to axis $x^{(0)}$, as

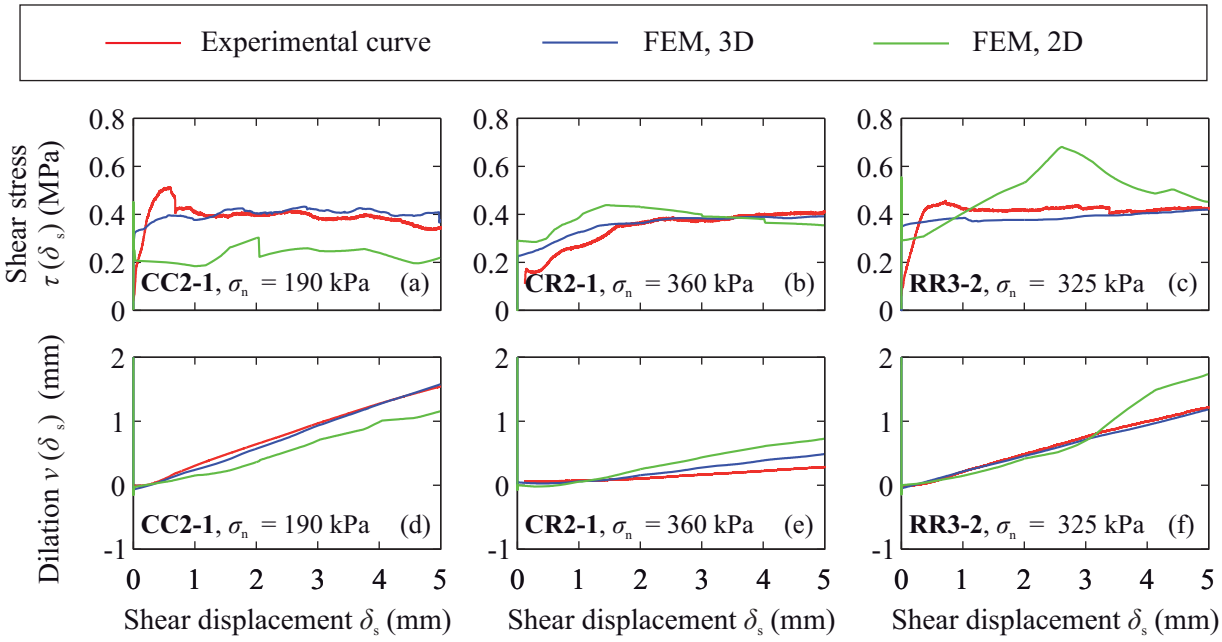



Figure 6.9 Comparison of the shear response obtained from the experimental tests and from finite element analyses using the 3D geometry of the contact interfaces and the corresponding 2D simplified profiles : shear stress $\tau(\delta_s)$ for contact interfaces (a) CC2-1 ; (b) CR2-1 ; and (c) RR3-2 ; and dilation $v(\delta_s)$ for contact interfaces (d) CC2-1 ; (e) CR2-1 ; and (f) RR3-2.

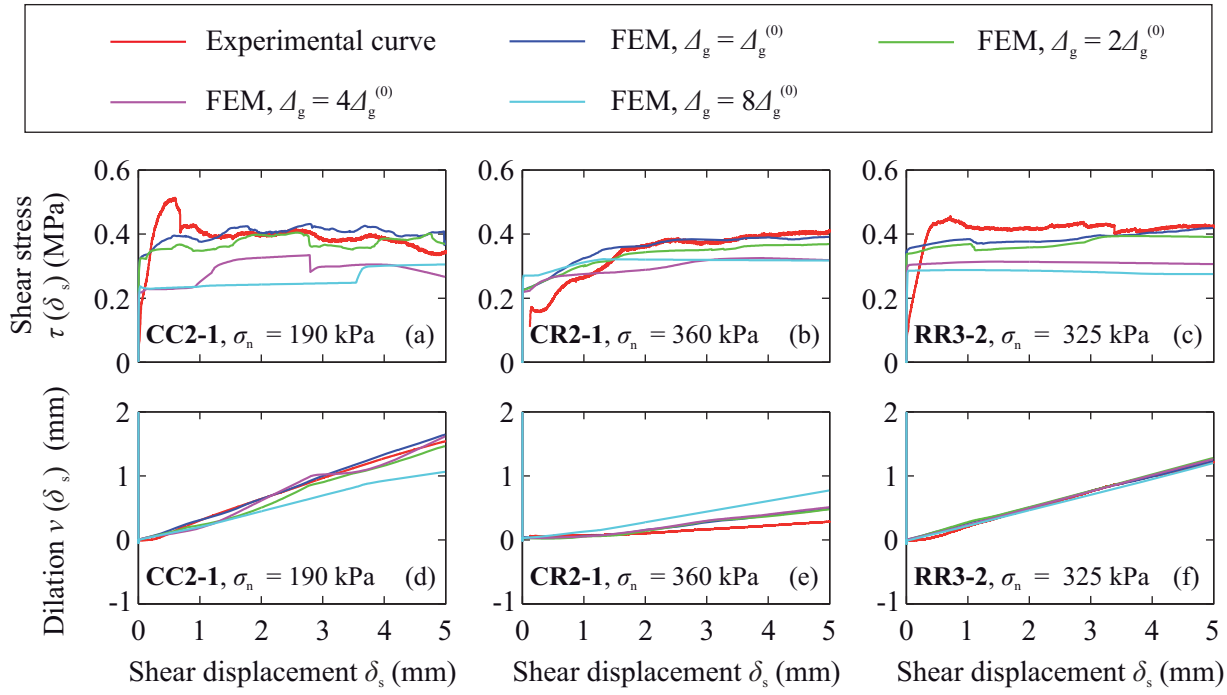



Figure 6.10 Comparison of the shear response obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using various geometric mesh resolutions $\Delta_g$, with $\Delta_m = \Delta_g$ : shear stress $\tau(\delta_s)$ for contact interfaces (a) CC2-1 ; (b) CR2-1 ; and (c) RR3-2 ; and dilation $v(\delta_s)$ for contact interfaces (d) CC2-1 ; (e) CR2-1 ; and (f) RR3-2.

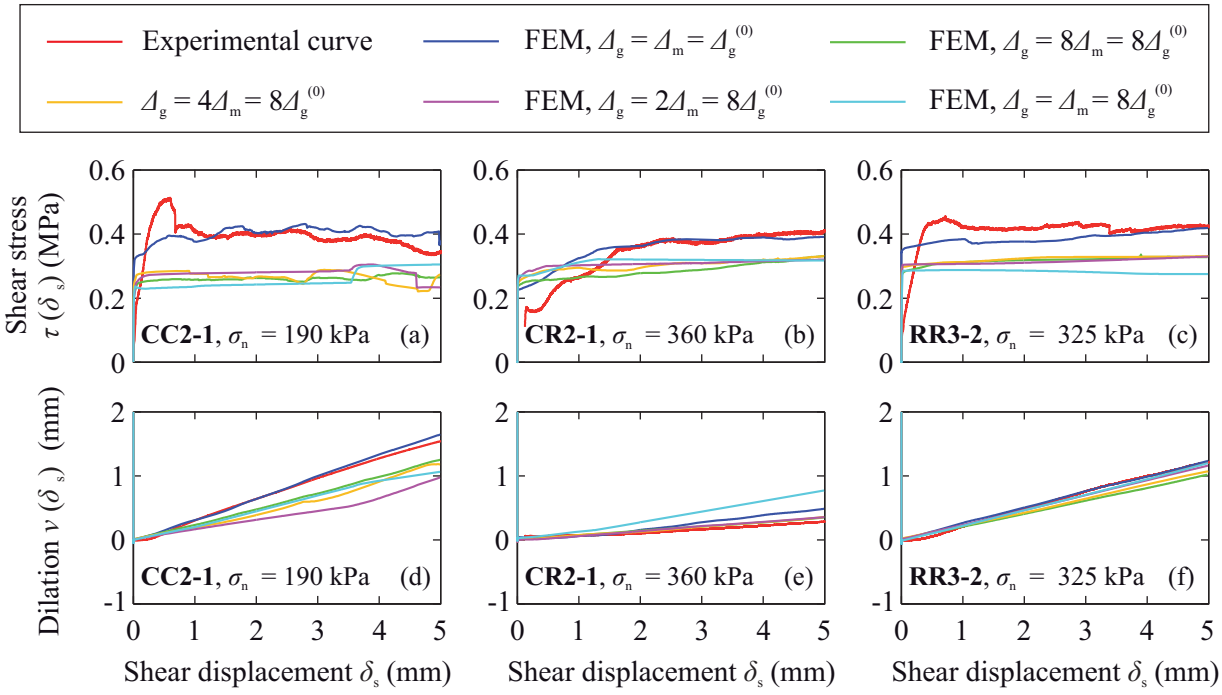



Figure 6.11 Comparison of the shear response obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using various finite element mesh resolutions $\Delta_m$, with $\Delta_g = 8\Delta_g^{(0)}$ : shear stress $\tau(\delta_s)$ for contact interfaces (a) CC2-1 ; (b) CR2-1 ; and (c) RR3-2 ; and dilation $v(\delta_s)$ for contact interfaces (d) CC2-1 ; (e) CR2-1 ; and (f) RR3-2.

illustrated in Fig. 6.8 (e). Figure 6.12 compares the shear stress $\tau(\delta_s)$ and the dilation $v(\delta_s)$ obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using perfectly mated interfaces with $\delta_s^{(0)} = 0$, and unmated interfaces with $\delta_s^{(0)} = -2$ mm, and $\delta_s^{(0)} = +2$ mm. It is observed for contact interfaces CC2-1 and CR2-1 that an initial offset of $\delta_s^{(0)} = -2$ mm significantly affects $\tau(\delta_s)$ and $v(\delta_s)$. Therefore those results highlight that the quality of matedness along the interface of contact specimens should be considered with caution when interpreting experimental or numerical results from shear tests.

Even when the contact specimens are perfectly mated, the presence of mismatch, which may be due to material loss at the interface during drilling operations, can be observed. Indeed, for the 18 contact specimens, the Joint Matching Coefficient $JMC$ is found to vary from 0.5 to 1.0 in Table 6.1. Figure 6.13 compares the shear stress $\tau(\delta_s)$ and the dilation $v(\delta_s)$ obtained for contact specimens CC2-1, CR2-1 and RR3-2 from experimental tests and from 3D finite element analyses conducted with the original unmatched interfaces, i.e. geometries of lower and upper faces are different as shown in Fig. 6.8 (a), and with perfectly matched interfaces, i.e. the geometry of the upper faces are defined equal to those of the lower faces as shown in Fig. 6.8 (f). It is found that the numerical results corresponding to perfectly matched interfaces significantly overestimate the experimental values of $v(\delta_s)$ and $\tau(\delta_s)$ as opposed to the predictions using the original unmatched interfaces. Overall, two phenomena may affect the quality of matching conditions along contact interfaces : (i) the surfaces were not initially perfectly mated ; or (ii) the occurrence of a loss of material leading to geometrical differences in the upper and lower surfaces of the contact. The results presented in Figs. 6.12 and 6.13 clearly demonstrate the necessity of considering such mismatch, which can be estimated using the $JMC$, for adequate prediction of the shear strength of unbonded natural joints.

### 6.6.3 Effects of Roughness

In this section, the effects of roughness on the shear response of contact interfaces is discussed. First, the height along the $\bar{z}$ axis of the geometric points defining the lower and upper faces of contact specimens CC2-1, CR2-1 and RR3-2 is divided by 2 and used to generate with the proposed procedure 3 finite element models denoted $\mathrm{M}^{(\bar{z}/2)}$. For brevity of notation, the models generated with the actual geometry of contact specimens CC2-1, CR2-1 and RR3-2 are designated $\mathrm{M}^{(\bar{z})}$. Therefore, for a given contact specimen, models $\mathrm{M}^{(\bar{z})}$ are significantly rougher than models $\mathrm{M}^{(\bar{z}/2)}$. The numerical analyses are conducted using the basic friction angle $\phi_b = 35^o$. Fig. 6.14 compares the shear stress $\tau(\delta_s)$ and the dilation $v(\delta_s)$ obtained from experimental tests and from finite element analyses conducted with models $\mathrm{M}^{(\bar{z})}$ and $\mathrm{M}^{(\bar{z}/2)}$. It is found for the 3 contact specimens CC2-1, CR2-1 and RR3-2, that the numerical results

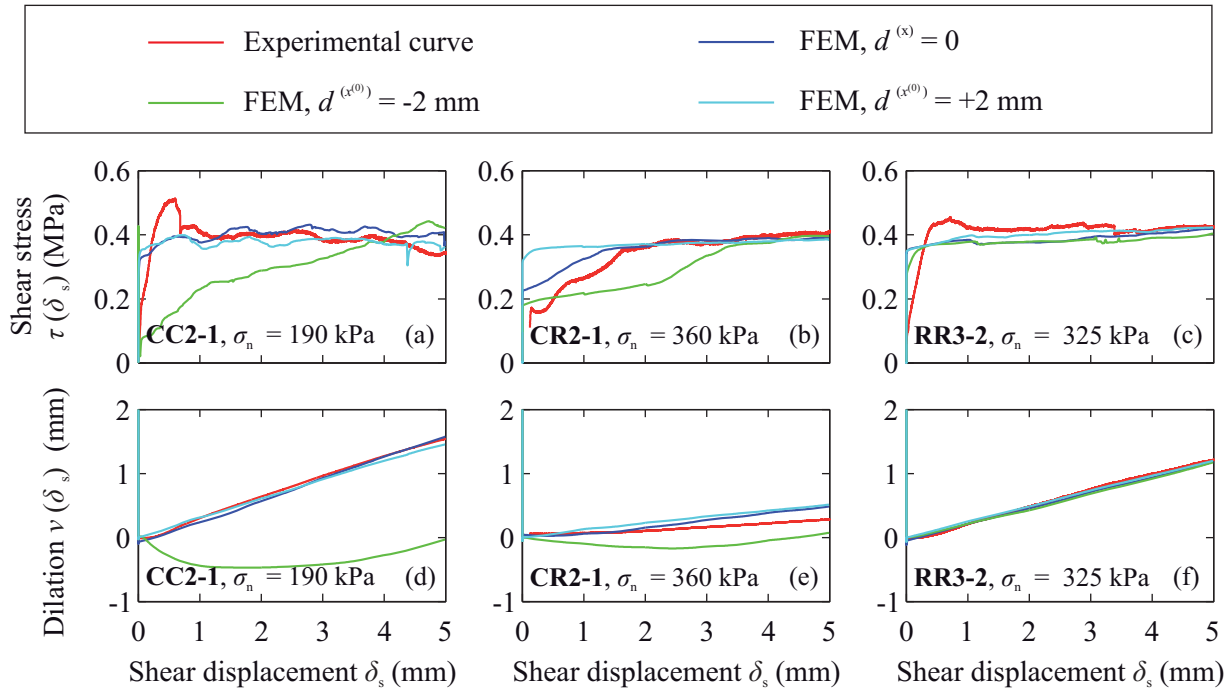



Figure 6.12 Comparison of the shear response obtained from the experimental tests and from 3D finite element analyses using perfectly mated interfaces with $\delta_s^{(0)} = 0$, and unmated interfaces with $\delta_s^{(0)} = -2$ mm, and $\delta_s^{(0)} = +2$ mm : shear stress $\tau(\delta_s)$ for contact interfaces (a) CC2-1 ; (b) CR2-1 ; and (c) RR3-2 ; and dilation $v(\delta_s)$ for contact interfaces (d) CC2-1 ; (e) CR2-1 ; and (f) RR3-2.

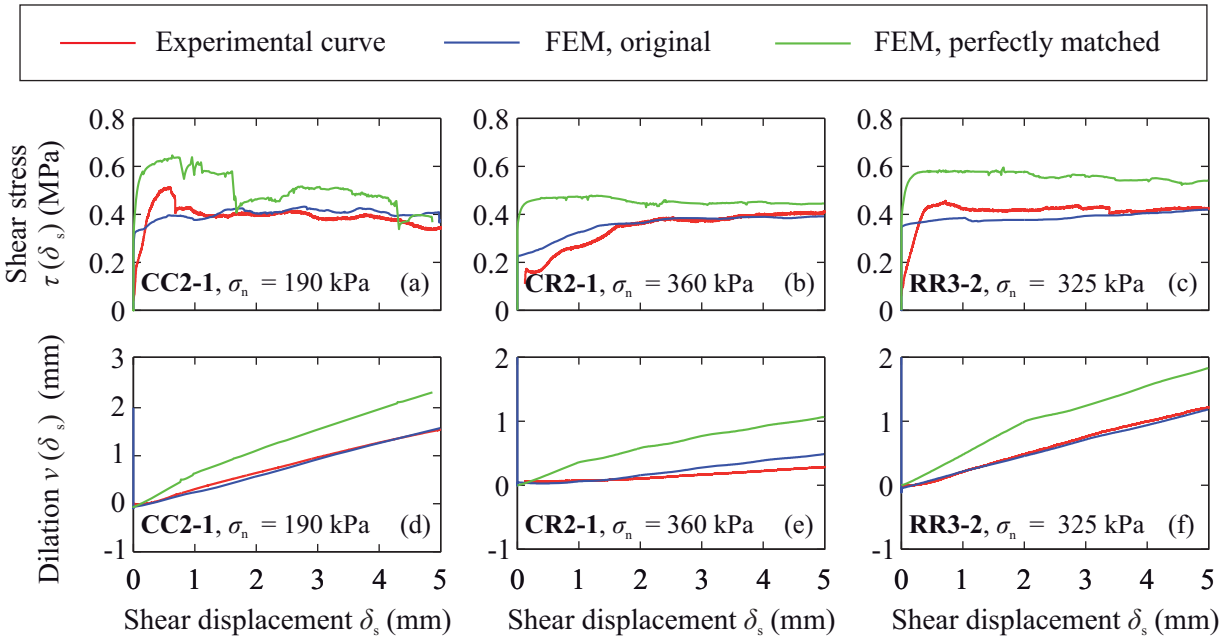



Figure 6.13 Comparison of the shear response obtained from the experimental tests and from 3D finite element analyses using unmatched interface, and perfectly matched interface : shear stress $\tau(\delta_s)$ for contact interfaces (a) CC2-1 ; (b) CR2-1 ; and (c) RR3-2 ; and dilation $v(\delta_s)$ for contact interfaces (d) CC2-1 ; (e) CR2-1 ; and (f) RR3-2.

of models $\mathrm{M}^{(\bar{z}/2)}$ with reduced surface heights significantly underestimate the experimental values of $v(\delta_\mathrm{s})$ and $\tau(\delta_\mathrm{s})$ as opposed to the predictions of models $\mathrm{M}^{(\bar{z})}$. As a conclusion, those findings emphasize the major role of roughness, which can be quantified using the $JRC$ to predict the shear strength of unbonded natural joints.

The following equation, adapted in Renaud *et al.* (2019) from Barton and Choubey (1977) and Zhao (1997), is used next to evaluate the peak friction coefficient $\mu_\mathrm{p}$ while accounting for joint roughness and matching properties

$$\mu_\mathrm{p} = \tan(\phi_\mathrm{r} + JMCJRC_\mathrm{min} \log_{10}(JCS/\sigma_\mathrm{n})) \tag{6.7}$$

where $JCS$ is the Joint Compressive Strength and $\phi_\mathrm{r}$ is the residual friction angle proposed by Barton and Choubey (1977) which account for the presence of thin layers of weathered material at contact. Eq. (6.7) is applied next using the values of $JMC$ and $JRC_\mathrm{min}$ determined in Renaud *et al.* (2019) and presented in Table 6.1, and assuming $JCS = f_\mathrm{c}^{(\mathrm{c})} = f_\mathrm{c}^{(\mathrm{r})} = 30\,\mathrm{MPa}$, although the $JCS$ can also be reduced by the presence of weathered materials along the contact. A detailed analysis of the effects of the selected values of $JCS$ on the predicted shear strength of the contact specimens has been provided in Renaud *et al.* (2019). For brevity of notation, the Joint Matching and Roughness Coefficient is introduced as $JRMC = JMCJRC_\mathrm{min}$. The results are provided in Fig. 6.15 and compared with the friction coefficient $\mu(\delta_\mathrm{s})$ obtained from experimental tests, with $\mu(\delta_\mathrm{s}) = \tau(\delta_\mathrm{s})/\sigma_\mathrm{n}^{(\mathrm{exp})}(\delta)$, and from 3D finite element analyses, with $\mu(\delta_\mathrm{s}) = \tau(\delta_\mathrm{s})/\sigma_\mathrm{n}$, using $\phi_\mathrm{b} = 30^o$ and $\phi_\mathrm{b} = 35^o$ for the 18 contact specimens. A very good agreement is found between $\mu_\mathrm{p}$ given by Eq. (6.7) and experimental maximum friction coefficient $max(\mu_(\delta))$ for contact specimens CC1-3, and RR1-2 with $\phi_\mathrm{r} = 30^o$, and CC1-1, CC2-1, CC2-2, CR2-1, CR3-2, and RR3-1 for $\phi_\mathrm{r} = 35^o$. These observations emphasize the sensitivity of peak strength predictions to the value of the residual friction angle $\phi_\mathrm{r}$. It is interesting to note that, except for contact specimens CC2-1, CC2-2, CR3-2, and RR2-2, the numerical predicted $\mu(\delta_\mathrm{s})$ is closer to the experimental curve than $\mu_\mathrm{p}$ given by Eq. (6.7), thus confirming the reliability of the finite element analyses. However, it also appears that, except for contact specimens CR1-1 and CR3-1, the values of $\mu_\mathrm{p}$ predicted with $\phi_\mathrm{r} = 30^o$ are always conservative in comparison with experimental findings. Therefore, Eq. (6.7) can be applied as a practical tool to estimate the peak shear strength $\tau_\mathrm{p}$ of a contact interface while accounting of roughness and matching properties, yielding

$$\tau_\mathrm{p}(\sigma_\mathrm{n}) = \sigma_\mathrm{n} \tan(\phi_\mathrm{r} + JMCJRC_\mathrm{min} \log_{10}(JCS/\sigma_\mathrm{n})) \tag{6.8}$$

The results presented in Fig. 6.15 based on an original combination of experimental, numerical

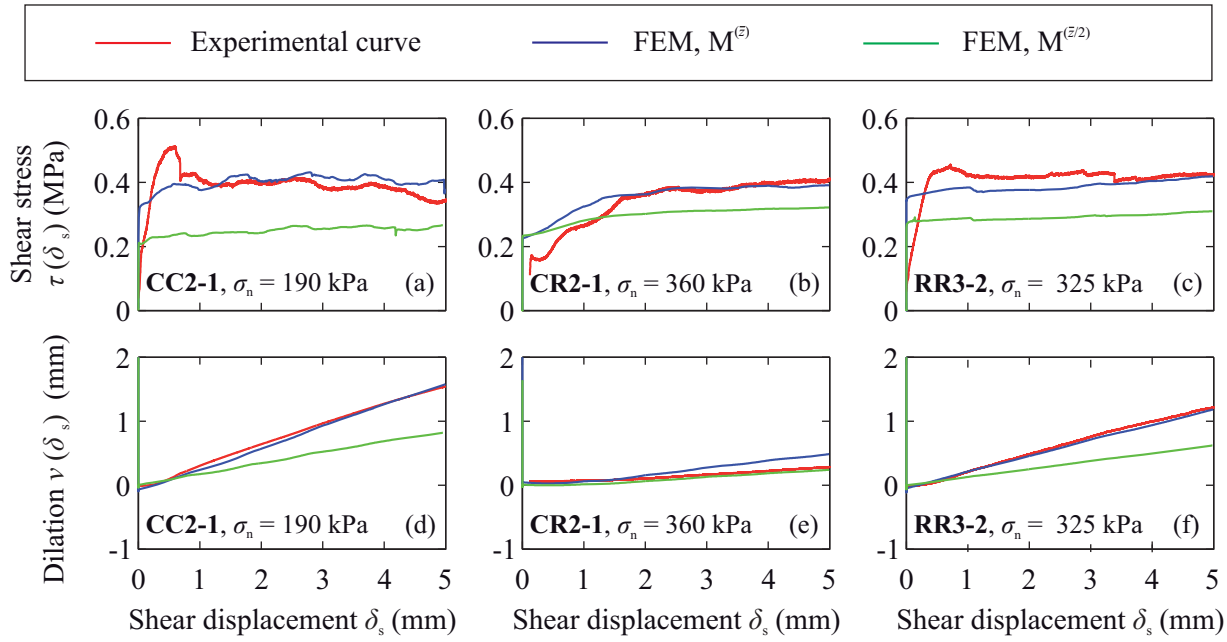



Figure 6.14 Comparison of the shear response obtained from the experimental tests and from 3D finite element analyses using models $M^{(Z_0)}$ and $M^{(Z_0/2)}$ with actual and reduced surface heights, respectively : shear stress $\tau(\delta_s)$ for contact interfaces (a) CC2-1 ; (b) CR2-1 ; and (c) RR3-2 ; and dilation $v(\delta_s)$ for contact interfaces (d) CC2-1 ; (e) CR2-1 ; and (f) RR3-2.

and practical methods confirm the major role of the roughness and matching properties on the small-scale shear behaviour of dam joints.

### 6.7 Assessment of apparent cohesion and friction angle

In this section, the non-linear failure criterion proposed for natural unbonded dam joints in Eq. (6.8) is linearized to suggest values of apparent cohesion and friction angle. Such values were applied to practical case studies illustrating dam sliding safety assessment using the Gravity Method. First, the non-linear shear strength envelops $\tau_{\mathrm{p}}(\sigma_{\mathrm{n}}$ corresponding to Eq. (6.8) with $\phi_{\mathrm{b}} = 30^o$ are depicted in Fig. 6.16 for $0 \leqslant \sigma_{\mathrm{n}} \leqslant 1$ MPa. The shear strength criterion is then linearized for each contact specimen in Fig. 6.16 based on two different linear regressions using the equations

$$\tau_{\mathrm{p}}(\sigma_{\mathrm{n}}) = \sigma_{\mathrm{n}} \tan(\phi_{\mathrm{th}}) \tag{6.9}$$

where $\phi_{\mathrm{th}}$ denotes the theoretical friction angle obtained with null cohesion, and

$$\tau_{\mathrm{p}}(\sigma_{\mathrm{n}}) = \sigma_{\mathrm{n}} \tan(\tilde{\phi}) + \tilde{c} \tag{6.10}$$

in which $\tilde{c}$ and $\tilde{\phi}$ denote the apparent cohesion and friction angle, respectively. It can be seen in Fig. 6.16 that the two linear regressions, and more specifically the one given by Eq. (6.10), provide a satisfactory estimation of the non-linear criterion for $0 \leqslant \sigma_{\mathrm{n}} \leqslant 1$ MPa. Denoting by $R^2_{\mathrm{th}}$ and $R^2_{\mathrm{ap}}$, respectively, the coefficients of determination of Eqs. (6.9) and (6.10) with respect to Eq. (6.8), it is found that $0.92 \leqslant R^2_{\mathrm{th}} \leqslant R^2_{\mathrm{ap}}$ for all contact specimen. This observation confirms that Eq. (6.8) is satisfactorily approximated by Eqs. (6.9) and (6.10).

Figure 6.16 also presents the computed values of $\phi_{\mathrm{th}}$, $\tilde{c}$ and $\tilde{\phi}$ for each contact specimen. It is clearly seen that the higher is $JRMC$, the higher are the values of $\phi_{\mathrm{th}}$, $\tilde{c}$ or $\tilde{\phi}$. It is interesting to note that $37.3^{\mathrm{o}} \leqslant \phi_{\mathrm{th}} \leqslant 56.6^{\mathrm{o}}$, 18.4 kPa $\leqslant \tilde{c} \leqslant$ 186.2 kPa and $36.3^{\mathrm{o}} \leqslant \tilde{\phi} \leqslant 51.1^{\mathrm{o}}$. Such significant variations of $\phi_{\mathrm{th}}$, $\tilde{c}$ and $\tilde{\phi}$ demonstrate the need for practical methods to assess the shear strength of dam joints while accounting for their matching and roughness properties. It is important to keep in mind that such values are probably conservative as they are assessed using Eq. (6.8) and assuming $\phi_{\mathrm{r}} = 30^o$.

The effects of apparent cohesion and friction angle on the sliding stability of a gravity dam are assessed next using three typical dam monoliths denoted by $\mathrm{D}^{(\mathrm{A})}$, $\mathrm{D}^{(\mathrm{B})}$ and $\mathrm{D}^{(\mathrm{C})}$, with heights of 24.4 m, 35 m and 62.75 m, respectively. Figure 6.17 illustrates the three dam monoliths as well as 3 different weakness planes considered for each dam monolith : (i) a

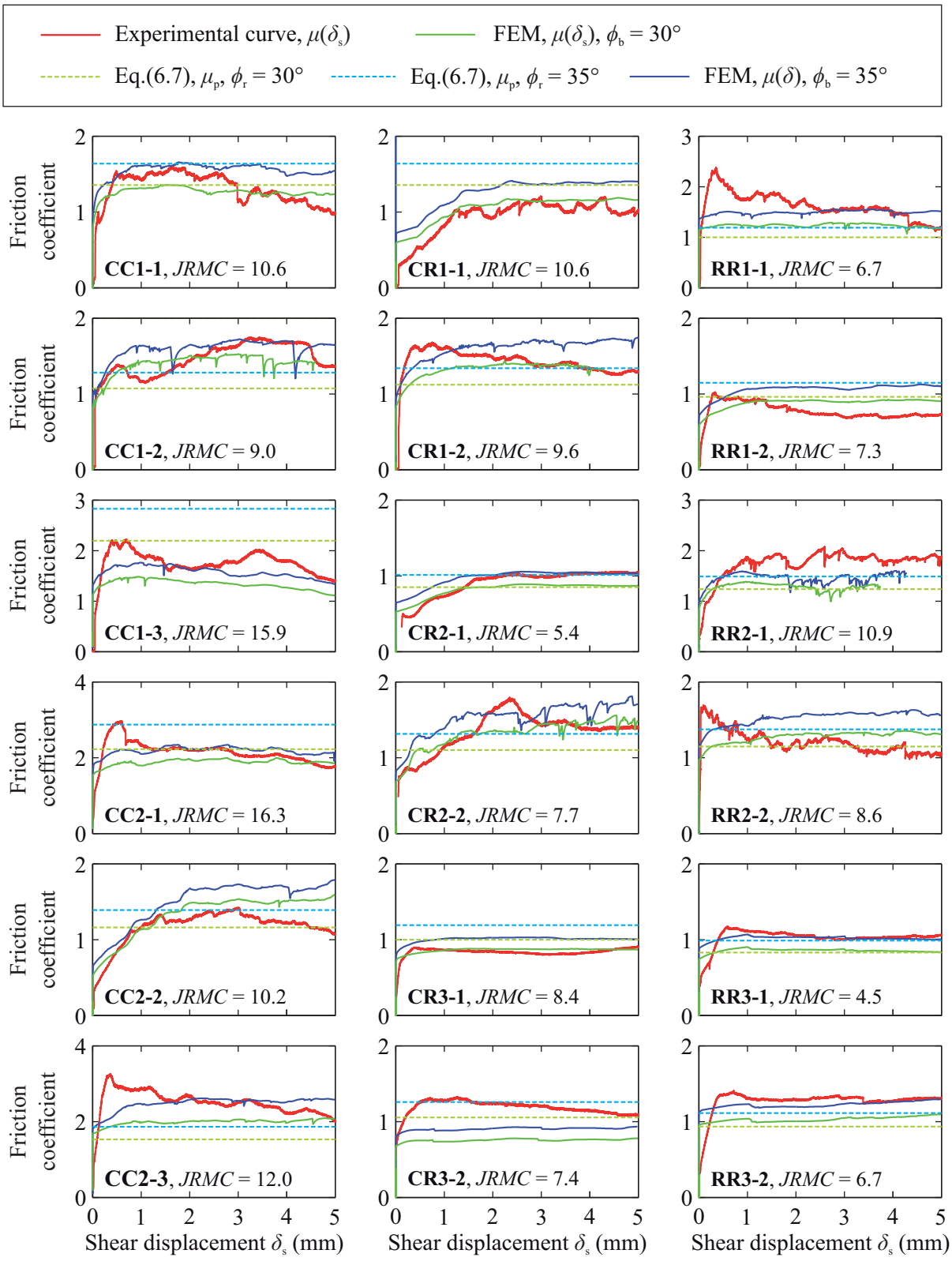



Figure 6.15 Comparison of the friction coefficient $\mu(\delta_s)$ obtained from experimental tests and from 3D finite element analyses using $\phi_b = 30^o$ and $\phi_b = 35^o$, with the peak friction coefficient $\mu_p$ determined with Eq. (6.7) using $\phi_r = 30^o$ and $\phi_r = 35^o$.

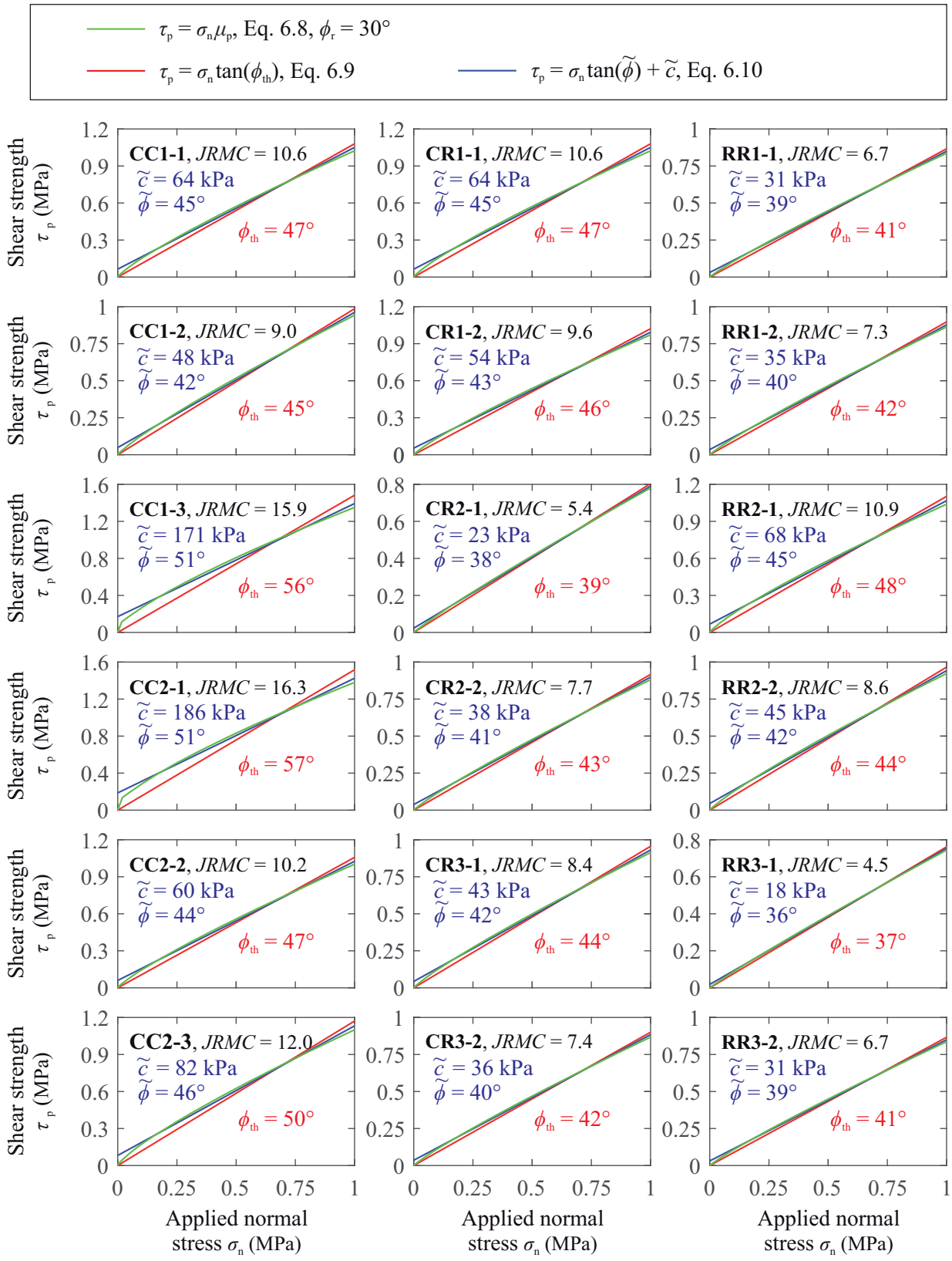



Figure 6.16 Non-linear shear strength envelops $\tau_p$ predicted for the 18 contact samples using Eq. (6.8) with $\phi_b = 30^o$, and two corresponding linear regressions $\tau_p(\sigma_n) = \sigma_n \tan(\phi_0)$ using Eq. (6.9), and $\tau_p(\sigma_n) = \sigma_n \tan(\tilde{\phi}) + \tilde{c}$ using Eq. (6.10).

concrete joint located at a height of 14.15 m, 25 m and 50 m within dams $D^{(A)}$, $D^{(B)}$ and $D^{(C)}$, respectively ; (ii) the dam-rock interface ; (iii) a rock joint with a maximum depth of 2.5 m, 5 m and 7.5 m within the foundation of dams $D^{(A)}$, $D^{(B)}$ and $D^{(C)}$, respectively. For each dam monolith, two Sliding Safety Factors are determined at each weakness plane using the Gravity Method : (i) $SSF_{\text{th}}$ corresponding to the strength criteria given by Eq. (6.9) with $\phi_{\text{th}}$, and (ii) $\widetilde{SSF}$ corresponding to Eq. (6.10) with $\tilde{c}$ and $\tilde{\phi}$. $SSF_{\text{th}}$ and $\widetilde{SSF}$ are computed using the mechanical properties of the 6 concrete-concrete, 6 concrete-rock, and 6 rock-rock contact specimens for the concrete joint, the dam-rock interface and the rock joint, respectively. A mass density $\rho = 2400$ kg/m$^3$ is adopted for rock and concrete. A drain with gallery located at 3 m from the upstream face and 2 m above the dam-rock interface is considered with an efficiency of 66.6% to assess the sliding stability of the concrete joint and the dam-rock interface. The average effective normal stresses at the concrete joint, the dam-rock interface and the rock joint assessed by the Gravity Method are : 164 kPa, 289 kPa and 223 kPa, for dam $D^{(A)}$, respectively ; 141 kPa, 368 kPa and 252 kPa, for dam $D^{(B)}$, respectively ; and 162 kPa, 635 kPa and 449 kPa, for dam $D^{(C)}$, respectively. It is noteworthy that the Gravity Method do not account for any scale effects along dam joints. Figure 6.18 shows the Sliding Safety Factors $SSF_{\text{th}}$ and $\widetilde{SSF}$ obtained at concrete joint, dam-rock interface, and rock joint for each dam monolith. It is shown that, for a given weakness plane, the higher is $JRMC$, the higher are $SSF_{\text{th}}$ and $\widetilde{SSF}$. Furthermore, it can be seen that for all contact specimens, $SSF_{\text{th}} \leqslant \widetilde{SSF}$ although $\phi_{\text{th}} \geqslant \tilde{\phi}$. It is interesting to note that very little differences are observed in Figs. 6.18 (h) and (i) between $SSF_{\text{th}}$ and $\widetilde{SSF}$ determined along the weakness planes with high average effective normal stresses, i.e. for the dam-rock interface and the rock joint of the largest dam $D^{(C)}$. $\widetilde{SSF}$ is however significantly higher than $SSF_{\text{th}}$ for all concrete joints characterised by lower average effective normal stresses. Overall, these results confirm that the practical non-linear failure criterion proposed in Eqs. (6.7) and (6.8) can be linearized using the apparent cohesion $\tilde{c}$ and apparent friction angle $\tilde{\phi}$ to assess the sliding stability at a dam joints while accounting for its roughness and matching properties.

## 6.8 Conclusions

This paper proposed an original procedure to implement 3D surfaces of rough natural unbonded contact specimens into non-linear finite element models reproducing shear tests conducted under Constant Normal Load (CNL) conditions. The procedure was applied to 18 contact specimens drilled from concrete, concrete-rock, and rock joints of existing dams. A total of 83 3D non-linear finite element models were generated and analysed, and the obtained numerical results were validated against experimental findings. Sensitivity analyses were

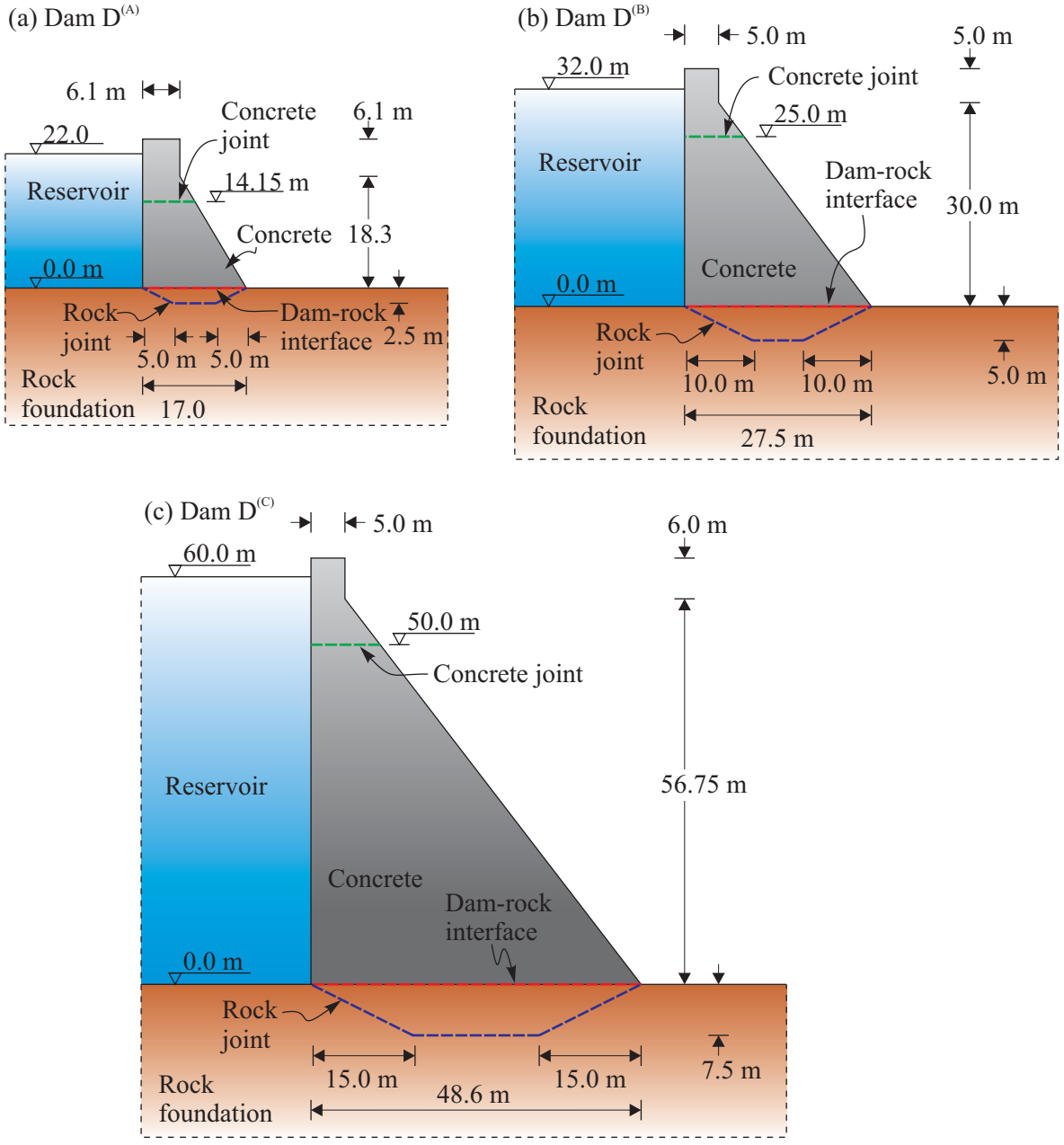



Figure 6.17 Studied dam monoliths for the determination of $SSF_{\text{th}}$ and $\widetilde{SSF}$ at concrete joint, dam-rock interface, and rock joint using the gravity method : (a) smallest dam $\text{D}^{(\text{A})}$ ; (b) medium dam $\text{D}^{(\text{B})}$ ; and (c) highest dam $\text{D}^{(\text{C})}$.

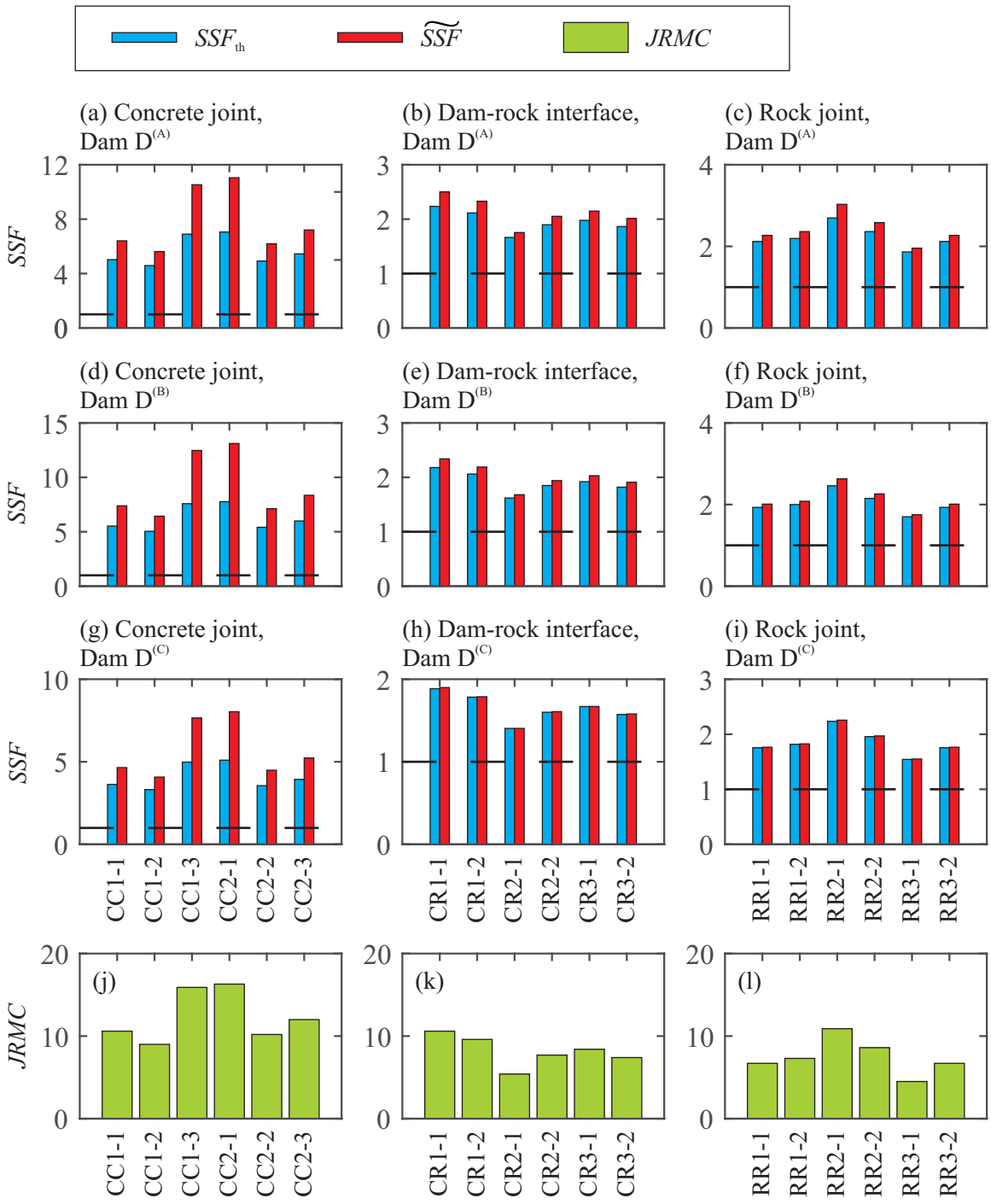



Figure 6.18 Determination of $SSF_{\text{th}}$ and $\widetilde{SSF}$ at concrete joint, dam-rock interface, and rock joint for : (a), (b) and (c) the smallest dam $\text{D}^{(\text{A})}$ ; (d), (e) and (f) the medium dam $\text{D}^{(\text{B})}$ ; (g), (h) and (i) the highest dam $\text{D}^{(\text{C})}$ ; and (k), (l) and (m) $JRMC$ corresponding to the 6 concrete-concrete contacts, the 6 rock-concrete contacts and the 6 rock-rock contacts.

conducted to discuss the effects of various modeling assumptions (basic friction angle, 2D versus 3D, geometrical and finite mesh resolutions, initial unmatched position, initial contact gaps neglected) on the shear response of the investigated contact interfaces.

The results confirmed that the effects of 3D geometry along contact interfaces should not be neglected. It was clearly illustrated that accounting for such effects requires the selection of an adequate geometric grid resolution, which was found to be more critical than that of the mesh density. This work also showed that mismatch due to initially unmated conditions and geometrical differences between lower and upper contact faces of a given joint must be considered in the analysis. A practical non-linear shear strength criterion was proposed and compared to numerical results. The proposed criterion was linearized to suggest values of apparent cohesion and friction angle. Such values were applied to assess the sliding safety factors using the Gravity Method along 3 weakness planes of 3 dam monoliths differing by their size while accounting for the roughness and matching properties determined from the contact specimens. The obtained results highlighted the efficiency and relevance of such practice. Overall, this original study combining experimental, numerical and practical methods confirmed the major role of roughness and matching properties in the shear response of dam joints at small scales. However, although such work provides valuable assistance in the understanding of the shear behaviour of dam joints, the presence of possible scale effect prevents from directly extrapolating those findings to a larger scale for practical dam stability assessments. Ongoing research is focused on extending the proposed numerical procedure to multiscale modeling based on larger scale shear tests as well as 3D profiles obtained from topographic surveys.

## 6.9 Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), and Hydro-Québec. The authors would also like to thank Patrice Rivard, Danick Charbonneau and Clermont Gravel at the Rock Mechanics Laboratory of the Université de Sherbrooke for their collaboration.

## 6.10 References

ADINA. (2019). *Theory and Modeling Guide, Report ARD 06-7*, ADINA R & D Inc.

Andjelkovic, V., Pavlovic, N., Lazarevic, Z., and Nedovic, V. (2015). "Modelling of shear characteristics at the concrete–rock mass interface." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 76, 222-236.

Bahaaddini, M., Sharrock, G., and Hebblewhite, B. (2013). "Numerical direct shear tests to model the shear behaviour of rock joints." *Journal of Computers and Geotechnics*, 51, 101-115.

Bahaaddini, M., Hagan, P. C., Mitra, R., and Hebblewhite, B. K. (2015). "Parametric study of smooth joint parameters on the shear behaviour of rock joints." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48(3), 923-940.

Barton, N. (1973). "Review of a new shear-strength criterion for rock joints." *Engineering geology*, 7(4), 287-332.

Barton, N., and Choubey, V. (1977). "The shear strength of rock joints in theory and practice." *Journal of Rock Mechanics*, 10(1), 1-54.

Barton, N. (2013). "Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses : Problems and some solutions." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5, 249-261.

Bathe, K. J., and Chaudhary, A. (1985). "A solution method for planar and axisymmetric contact problems." *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 21(1), 65-88.

Bathe, K. J. (2006). *Finite element procedures*. K.J. Bathe, Watertown, USA.

Bobet, A., Fakhimi, A., Johnson, S., Morris, J., Tonon, F., and Yeung, M. R. (2009). "Numerical models in discontinuous media : review of advances for rock mechanics applications." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135, 1547-1561.

Canadian Dam Association (CDA). *Dam safety guidelines*, Edmonton, Alberta, Canada.

Champagne, K. (2012). *Contribution à l'étude des paramètres de résistance au cisaillement des barrages en béton au Québec*. Master thesis, Université de Sherbrooke.

CloudCompare. (2017). EDF R&D. CloudCompare (version 2.4) [GPL Software]. http ://www.danielgm.net/cc/ (Sep. 15, 2016).

Eltervaag, ∅. (2013). *Sliding Stability of Lightweight Concrete Dams*. Master thesis, Norwegian University of Science and Technology, Trondhiem.

Electric Power Research Institute (EPRI). (1992). "Uplift pressures, shear strengths and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams." *EPRI TR-100345, Vol. 1*, Palo Alto, California, United States of America.

Eterovic, A., and Bathe, K. (1991). "On the treatment of inequality constraints arising from contact conditions in finite element analysis." *Journal of Computers and Structures*, 40, 203-209.

Federal Energy Regulatory Commission (FERC). (2002). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects - Draft chapter III : Gravity Dams.*

Ge, Y., Tang, H., Ez Eldin, M. A. M., Wang, L., Wu, Q., and Xiong, C. (2016). "Evolution process of natural rock joint roughness during direct shear tests." *International Journal of Geomechanics*, 17(5), E4016013.

Grasselli, G., and Egger, P. (2003). "Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 25-40.

Gutiérrez, J. G., Senent, S., Melentijevic, S., and Jimenez, R. (2018). "Distinct element method simulations of rock-concrete interfaces under different boundary conditions." *Engineering Geology*, 240, 123-139.

Haque, A., and Kodikara, J. (2012). "A simplified analytical model for predicting the shear behaviour of regular triangular rock/concrete joints under constant normal stiffness." *Geotechnique*, 62(2), 171-176.

Hencher, S., and Richards, L. (2015). "Assessing the shear strength of rock discontinuities at laboratory and field scales." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48, 883-905.

Hu, H., Fernandez-Steeger, T. M., Dong, M., and Azzam, R. (2012). "Numerical modeling of LiDAR-based geological model for landslide analysis." *Automation in construction*, 24, 184-193.

International Commission on Large Dams (ICOLD). (2004). *Sliding Safety of Existing Gravity Dams - Final Report.*

Jing, L. (2003). "A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 283-353.

Johansson, F. (2009). *Shear strength of unfilled and rough rock joints in sliding stability analyses of concrete dams*. Ph.D. thesis, Royal Institute of Technology of Stockolm.

Krounis, A., Johansson, F., and Larsson, S. (2016). "Shear strength of partially bonded concrete-rock interfaces for application in dam stability analyses." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(7), 2711-2722.

Ladanyi, B., and Archambault, G. (1969). "Simulation of shear behavior of a jointed rock mass." *The 11th US Symposium on Rock Mechanics, American Rock Mechanics Association*. Berkeley, 105-125.

Leclerc, M., Léger, P., and Tinawi, R. (2003). "Computer aided stability analysis of gravity dams - CADAM." *Journal of Advances in Engineering Software*, 34(7), 403-420.

Lisjak, A., and Grasselli, G. (2014). "A review of discrete modeling techniques for fracturing processes in discontinuous rock masses." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6(4), 301-314.

Lo, K., Lukajic, B., Wang, S., Ogawa, T., and Tsui, K. K. (1990). "Evaluation of strengh parameters of concrete-rock interface for dam safety assessment." *Canadian Dam Safety Conference, Toronto, p. 71-94.*

MATLAB. (2017). The Mathworks, Inc., Natick, MA, USA.

Mouzannar, H., Bost, M., Leroux, M., and Virely, D. (2017). "Experimental Study of the Shear Strength of Bonded Concrete-Rock Interfaces : Surface Morphology and Scale Effect." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(10), 2601-2625.

Nguyen, V., Konietzky, H., and Fruhwirt, T. (2014). "New methodology to characterize shear behavior of joints by combination of direct shear box testing and numerical simulations." *Journal of Geotechnical Geolology Engineering*, 32, 829-846.

Nouailletas, O., Borderie, C. L., and Perlot, C. (2013). "Approche continue-localisée du cisaillement : Implémentation de conditions de contact/frottement Ã  la géométrie d'une fissure dans un modÃ¨le d'endommagement." *21e CongrÃ¨s Francais de Mécanique*.

Nuss, L. K., Matsumoto, N., and Hansen, K. D (2012). "Shaken, but not stirred - earthquake performance of concrete dams." *32nd Annual USSD Conference, New Orleans, Louisiana, United States of America*.

Panagouli, O., and Mistakidi, E. (2010). "Dependence of contact area on the resolution of fractal interfaces in elastic and inelastic problems." *International Journal for Computer-Aided Engineering and Software*, 28(6), 717-746.

Park, J., and Song, J. (2009). "Numerical simulation of a direct shear test on a rock joint using abonded-particle model." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46, 1315-1328.

Pantuso, D., Bathe, K. J., and Bouzinov, P. A. (2000). "A finite element procedure for the analysis of thermo-mechanical solids in contact." Computers and Structures, 75(6), 551–573.

Patton, F. (1966). "Multiple modes of shear failure in rock." *First Congress of International Society of Rock Mechanics*. Lisbon, 1, 509-513.

Prassetyo, S. H., Gutierrez, M., and Barton, N. (2017). "Nonlinear shear behavior of rock joints using a linearized implementation of the Barton-Bandis model." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(4), 671-682.

Renaud, S., Saichi, T., Bouaanani, N., Miquel, B., Quirion, M., and Rivard, P. (2018). "Roughness effects on the shear strength of concrete and rock joints in dams based on experimental data." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, DOI :10.1007/s00603-019-01803-x.

Riahi, A., Hammah, E., Curran, J. *et al.* (2010). "Limits of applicability of the finite element explicit joint model in the analysis of jointed rock problems." *44th US Rock Mechanics Symposium and 5th US-Canada Rock Mechanics Symposium.* American Rock Mechanics Association.

Rousseau, B. (2010). *Comportement des interfaces fragiles des ouvrages hydroélectriques.* Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke et Université de Bordeaux 1.

Seidel, J., and Haberfield, C. (2002b). "Laboratory testing of concrete-rock joints in constant normal stiffness direct shear." *ASTM geotechnical testing journal*, 25(4), 391-404.

Tinawi, R., Léger, P., Leclerc, M., and Cipolla, G. (2000). "Seismic safety of gravity dams : from shake table experiments to numerical analyses." *Journal of Structural Engineering*, 126(4), 518-529.

Tse, R., and Cruden, D. (1979). "Estimating joint roughness coefficients." *International journal of rock mechanics and mining sciences and geomechanics abstracts.* 16, 303-307.

United States Army Corps of Engineers (USACE). (1995). "Gravity Dam Design." *Engineering monograph EM1110-2-2200.*

United States Army Corps of Engineers (USACE). (1995). "Earthquake Design and Evaluation of Concrete Hydraulic Structures." *Engineering monograph EM1110-2-6053.*

United States Bureau of Reclamation (USBR). (2009). *Risk Analysis for Concrete Gravity Dams. Chapter 12.*

Westberg Wilde, M., Johansson, F. (2013). "System reliability of concrete dams with respect to foundation stability : application to a spillway." *Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, 139(2), 308-319.

Yong, R., Ye, J., Li, B., and Du, S. G. (2018). "Determining the maximum sampling interval in rock joint roughness measurements using Fourier series." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 101, 78-88.

Zhao, J. (1997). "Joint surface matching and shear strength part B : JRC-JMC shear strength criterion." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(2), 179-185.

# CHAPITRE 7 ARTICLE 4 : EXPERIMENTAL, ANALYTICAL AND FINITE ELEMENT ASSESSMENT OF THE SHEAR STRENGTH OF CONCRETE-ROCK INTERFACES AT DIFFERENT SCALES

**Sylvain Renaud, Najib Bouaanani and Benjamin Miquel**

Paper submitted to the International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics.

Submitted December 18, 2019.

## 7.1 Abstract

This paper presents an original analytical approach to assess the shear strength of concrete-rock interfaces while accounting for the effects of scale, roughness and matching conditions. The technique proposed is based on experimental data obtained from small core samples extracted from existing dam sites, with diameters varying from 83 mm to 145 mm, and larger rectangular samples with side lengths comprised between 320 and 492 mm. The predictions of the analytical formulation are validated against results of direct shear tests, as well as 3D nonlinear finite element simulations using ADINA. Original sensitivity analyses are conducted to evaluate the influence of roughness and matching conditions on the shear behavior of concrete-rock contacts at different scales. The main results show that : (i) roughness anisotropy is one of the main causes of scale effects on the shear strength of concrete-rock interfaces ; (ii) contact geometries proportional in both length and height are expected to present quite similar shear strengths ; and (iii) geometry matching conditions must be accounted for as they might be the source of scale effects affecting the evaluation of the shear strength at concrete-rock interfaces. New equations are also proposed to suggest values of apparent cohesion and friction angle for concrete-rock contacts.

## 7.2 Introduction

The accurate assessment of the shear behavior of concrete-rock contacts, as those shown in Fig. 7.1 (a), has long been a major concern being a key factor in the stability of dams, bridge foundations, tunnels or rock bolts (e.g. Haberfield and Seidel 1999, Seidel and Haberfield 2002, Saiang *et al.* 2005, Tian *et al.* 2015, Mouzannar *et al.* 2017, Renaud *et al.* 2019a). Concrete-rock contacts have several similarities with rock joints (Seidel and Haberfield 2002), the shear strength of which have been the topic of numerous relevant studies (e.g. Patton 1966a, Ladanyi and Archambault 1969, Barton and Choubey 1977, Barton 1982, Maksimović 1996, Zhao 1997, Grasselli and Egger 2003, Prassetyo *et al.* 2017, Singh and Basu 2018). However, the mechanical characterization of concrete-rock contacts is still associated with significant uncertainties due to specificities such as the presence of different materials and in-situ conditions (Haberfield and Seidel 1999, Seidel and Haberfield 2002, Saiang *et al.* 2005, Mouzannar *et al.* 2017, Renaud *et al.* 2019a). The Mohr-Coulomb (M-C) criterion is still widely used to characterize the shear strength of concrete-rock contacts, although the values of cohesion $c$ and friction angle $\phi$ required for this criterion can vary from 0 to 3 MPa and $30^o$ to $72^o$, respectively, as reported in the literature (e.g. EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, ICOLD 2004, Saiang *et al.* 2005, Gutiérrez 2013, Andjelkovic *et al.* 2015, Gravel *et al.* 2015, Tian *et al.* 2015, Krounis *et al.* 2016, Mouzannar *et al.* 2017, Renaud *et al.* 2019a). This large variability of cohesion and friction angle, added to the lack of details of actual in-situ conditions, may justify the selection of overly simplified assumptions such as : (i) adopting the M-C criterion with no rigorous account for roughness effects ; (ii) ignoring that shear strength measured in the laboratory might differ from in-situ conditions ; or (iii) assuming a fully unbonded contact, i.e. with no chemical cohesion.

The results of direct shear tests conducted on concrete-rock contact specimens, as shown in Fig. 7.1 (b), highlight that the shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ of such interfaces is mainly controlled by : (i) chemical cohesion due to the presence of a bond (EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, ICOLD 2004, Saiang *et al.* 2005, Andjelkovic *et al.* 2015, Tian *et al.* 2015, Krounis *et al.* 2016, Mouzannar *et al.* 2017) ; (ii) small and large scale roughness (Haberfield and Seidel 1999, Seidel and Haberfield 2002, Saiang *et al.* 2005, Rousseau 2010, Champagne 2012, Gravel *et al.* 2015, Mouzannar *et al.* 2017, Gutiérrez 2013, Renaud *et al.* 2019a) ; (iii) applied normal stress $\sigma_{\mathrm{n}}$ for unbonded (Gutiérrez 2013, Renaud *et al.* 2019a) and bonded contacts (Tian *et al.* 2015, Mouzannar *et al.* 2017) ; (iv) rock and concrete mechanical properties (EPRI 1992, Haberfield and Seidel 1999, Seidel and Haberfield 2002) ; and (v) scale effects due to the size of the specimens (Gravel *et al.* 2015, Mouzannar *et al.* 2017). However, many shear tests conducted

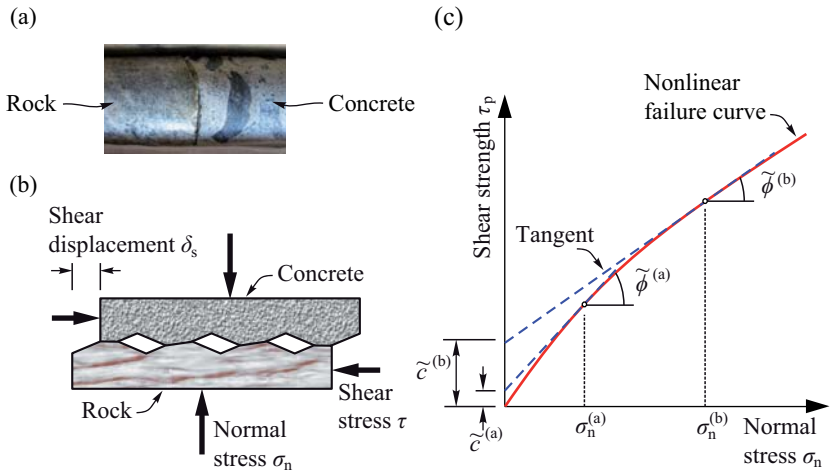



Figure 7.1 Example of concrete-rock contact : (a) drilled from an existing dam-rock interface ; (b) shear tested ; and (c) corresponding nonlinear shear strength criterion, and apparent cohesion $\tilde{c}$ and friction angle $\tilde{\phi}$.

on concrete-rock contacts have been performed on partially bonded interfaces. The effects of bonding cohesion could not then be isolated from those of roughness (EPRI 1992, Lo *et al.* 1990, ICOLD 2004, Saiang *et al.* 2005, Andjelkovic *et al.* 2015, Tian *et al.* 2015, Krounis *et al.* 2016, Mouzannar *et al.* 2017). The majority of the tested contact specimens were also much smaller than in-situ concrete-rock interfaces whose shear strength can be significantly affected by large irregular geometries (Goodman and Bro 2005, Saichi *et al.* 2019). Therefore, there is still a need for extensive experimental data on the shear strength of concrete-rock contacts required to develop and validate predictive models and failure criteria (Mouzannar *et al.* 2017, Renaud *et al.* 2019a).

The shear strength of rock discontinuities can be assessed using non-linear failure criteria such as the *JRC-JCS* model, as shown in Fig. 7.1 (c) (Barton and Choubey 1977). This criterion can be linearized using apparent cohesion $\tilde{c}$ and friction angle $\tilde{\phi}$ to employ the M-C model for practical stability analyses (Prassetyo *et al.* 2017). In their work, Renaud *et al.* (2019a) show that the *JRC-JCS* model can be adapted into a new criterion to characterize the shear strength of natural unbonded concrete-rock contact specimens while accounting for their roughness and matching properties. However, these specimens were obtained from drilled cores of diameters up to 145 mm while including large aggregates and poor matching conditions. In addition, several of the tested concrete-rock joints were initially inclined, suggesting that the corresponding in-situ interfaces are undulated at large scale. Therefore, these observations prevent from directly extrapolating the findings of Renaud *et al.* (2019a)

to larger concrete-rock contacts, and there is still no firm consensus on the failure criteria or on the values of $\tilde{c}$ and $\tilde{\phi}$ to be used for practical stability analyses.

It is widely recognized in rock mechanics that the shear behavior of a rock discontinuity varies as a function of the scale of study (Bandis *et al.* 1981, Barton 1982, Maerz et Franklin 1990, Ueng *et al.* 2010, Tatone and Grasselli 2013, Bahaaddini *et al.* 2014, Lambert et Coll 2014, Hencher et Richard 2015, Johansson 2016, Li *et al.* 2017, Buzzi et Casagrande 2018, Yong *et al.* 2019). According to Bandis *et al.* (1981), this scale effect comes from two phenomena which appear with the increase of the specimen size, as illustrated in Fig. 7.2 : (i) the Joint Roughness Coefficient $JRC$ decreases due to an averaging of the roughness at larger scales ; and (ii) the Joint Compressive Strength $JCS$ decreases due to the apparition of weakness zones within the asperities. However, there are still uncertainties regarding the positive or negative impact of scale on the effect of roughness on the shear strength of rock discontinuities (Tatone et Grasselli 2013, Johansson 2016, Li *et al.* 2017, Buzzi et Casagrande 2018, Yong *et al.* 2019). For instance, the nature of such scale effect highly relies on the validity of the employed sampling method as the joint roughness might present substantial heterogeneity (Lambert et Coll 2014, Buzzi et Casagrande 2018, Yong *et al.* 2019). Furthermore, the shear strength of a discontinuity whose roughness visually presents similar characteristics at small and large scales is not likely to decrease (Ueng *et al.* 2010, Hencher et Richard 2015, Johansson 2016, Yong *et al.* 2018a). Finally, natural joints of large sizes might present variable matching conditions which can question the nature of the scale effect (Zhao 1997, Li *et al.* 2017). Although many studies have investigated the presence of scale effects along rock discontinuities, there is no firm consensus on the best practice to adopt for predicting the shear strength of natural joints while accounting for their size (Buzzi and Casagrande 2018). Therefore, scale effects are still difficult to apprehend along concrete-rock joints where low compressive stress levels can be observed.

This paper presents an original analytical approach to assess the shear strength of concrete-rock contacts while accounting for the effects of scale, roughness and matching conditions. The proposed technique is also related to the M-C criterion to suggest values of apparent cohesion $\tilde{c}$ and friction angle $\tilde{\phi}$ for concrete-rock contacts at various scales, as this criterion is still often used in practice (EPRI 1992, ICOLD 2004). The approach presented is based on experimental data obtained from : (i) six small concrete-rock core samples, drilled from existing dam sites, with diameters $D_{\mathrm{s}}$ varying from 83 mm to 145 mm (Rousseau 2010, Champagne 2012, Renaud *et al.* 2019a) ; and (ii) four larger rectangular concrete-rock contacts with side length $L_{\mathrm{s}}$ comprised between 320 and 490 mm (Moradian *et al.* 2013, Gravel *et al.* 2015). The

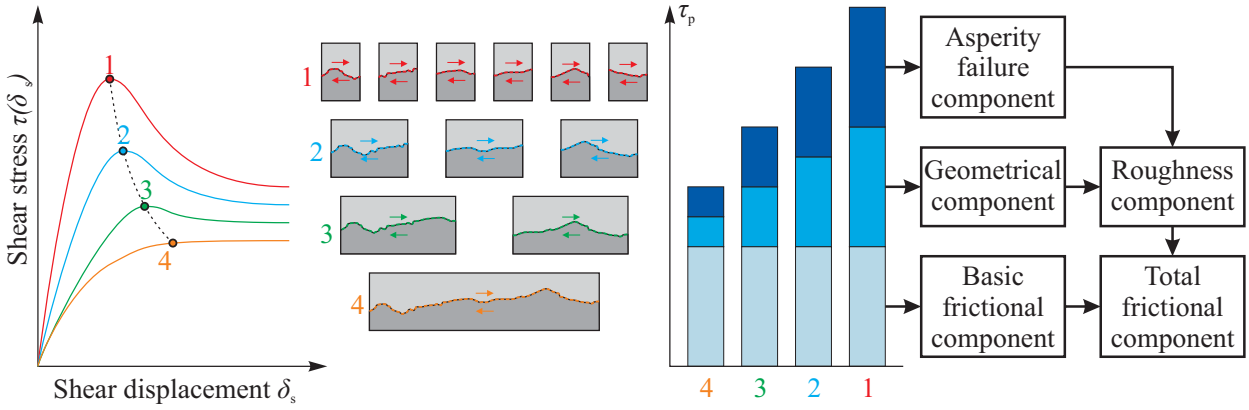



Figure 7.2 Illustration of a possible scale effect on the shear strength of a rock discontinuity (adapted from Bandis *et al.* 1981).

predictions of the analytical formulation are validated against results of direct shear tests, as well as 3D nonlinear finite element simulations using ADINA (2019). Original sensitivity analyses are conducted using the proposed procedure to discuss the impact of roughness and matching conditions on the shear behavior of concrete-rock contacts at different scales.

## 7.3 Contact specimens and direct shear testing

### 7.3.1 Contact surfaces

This work focuses on the shear strength of fully unbonded concrete-rock interfaces at different scales. Unbonded interfaces are considered to isolate the effects of cohesion from those of roughness. The ten (10) studied concrete-rock contacts consist of six (6) small core samples extracted from existing dam-rock interfaces with diameters $D_s$ varying from 83 mm to 145 mm, and four (4) larger rectangular samples with side lengths $L_s$ comprised between 320 and 492 mm, as described in Table 7.1. The six core samples were drilled at the sites of three existing gravity dams in Quebec, Canada, denoted hereafter as dams D1, D2 and D3, as shown in Fig. 7.1 (a). The surfaces of the four rectangular samples were selected from pre-existing natural faults or rock outcrops which present geometric and mechanical properties similar to existing dam rock foundations, as shown in Fig. 7.3 (a). In what follows, $D_{max}$ denotes the maximum dimension in the shearing direction of the concrete-rock contacts which corresponds to the diameter $D_s$ and the length $L_s$ for the core and rectangular samples, respectively. All the samples were shear-tested at the Rock Mechanics Laboratory of the Université de Sherbrooke (Rousseau 2010, Champagne 2012, Moradian *et al.* 2013, Gravel *et al.* 2015, Renaud *et al.* 2019a).

Table 7.1 Description of the 10 studied concrete-rock contact surfaces obtained from various rock foundations.

| Contact surface | Size | Type | Rock foundation | $\overrightarrow{JRMC}$ |
|---|---|---|---|---|
| CR1-1 | $D = 83$ mm | Core drilled from dam D1 | Gneiss and migmatites | 9.5 |
| CR1-2 | $D = 83$ mm | Core drilled from dam D1 | Gneiss and migmatites | 12.1 |
| CR2-1 | $D = 83$ mm | Core drilled from dam D2 | Gneiss | 8.3 |
| CR2-2 | $D = 83$ mm | Core drilled from dam D2 | Gneiss | 12.6 |
| CR3-1 | $D = 145$ mm | Core drilled from dam D3 | Limestone and shale | 6.1 |
| CR3-2 | $D = 145$ mm | Core drilled from dam D3 | Limestone and shale | 13.9 |
| LCR1 | $320 \times 328$ mm | Outcrop in a quarry | Granite | 8.7 |
| LCR2 | $492 \times 500$ mm | Outcrop in a quarry | Schist | 26.0 |
| LCR3 | $444 \times 444$ mm | Outcrop in a quarry | Granite | 5.3 |
| LCR4 | $488 \times 488$ mm | Outcrop of the rock foundation of dam D4 | Gneiss and migmatites | 12.1 |

### 7.3.2 Laser-scanning setup

The lower (rock) and upper (concrete) faces of the 6 core samples were scanned using a laser profilometer at the Rock Mechanics Laboratory of the Université de Sherbrooke before being subjected to shearing tests, as shown in Fig. 7.3 (b). Accurate cutting of a rectangular rock surface of 0.5 m x 0.5 m can be complex and expensive, in addition to complex issues of handling of specimens and their transportation from the site to the laboratory. As an alternative, silicone imprints of the rough geometry of rock surfaces, as presented in Fig. 7.3 (c), were preferred. A silicone RTV 1556 was employed as it can faithfully reproduce the micro-roughness of the rock surfaces (Gravel *et al.* 2015). The 4 resulting castings were then brought to the Université de Sherbrooke to be scanned with the laser profilometer of the Rock Mechanics Laboratory. Each raw scanned profile consists of clouds containing several million points, as illustrated in Fig. 7.3 (d). The following procedure was then applied to process all these profiles :

1. The 3D clouds of points are cleaned using the software CloudCompare (2018).
2. The 3D clouds of points are spatially adjusted and discretized into regular grids with a fine resolution of $\Delta_s = 0.05$ mm, with a specially developed routine programmed under MATLAB (2019). The grids are defined by a horizontal Cartesian coordinate system ($x^{(0)}$, $y^{(0)}$, $z$) where $x^{(0)}$ designates the axis parallel to the shearing direction, $y^{(0)}$ the axis perpendicular to $x^{(0)}$, and $z$ the vertical axis.
3. The 3D clouds of points are filtered to minimize noise effects using 3D Fourier expansion.
4. The upper and lower face geometries of the 6 small concrete-rock contact specimens may present an initial offset which is not supposed to correspond to their in-situ conditions. Therefore, the upper and lower faces are visually adjusted in order to get an optimally mated contact.

Figures 7.4 and 7.5 present the obtained 3D processed profiles for the lower and upper half of the 6 small concrete-rock contact specimens, and for the 4 larger rectangular rock surfaces, respectively. It is important to note that the original accuracy of the scanning device, which is less than 0.05 mm in this work, is used as the final resolution along the vertical axis $\bar{z}$ of the processed 3D faces of contact interfaces. It can be seen that both small and large profiles can present substantial asperities whose magnitudes can reach 15 and 80 mm, respectively. It is also seen that the geometry of the lower and upper faces of the small specimens can substantially differ as observed in Figs. 7.4 (a), (d) and (f) for contacts CR1-1, CR2-2 and

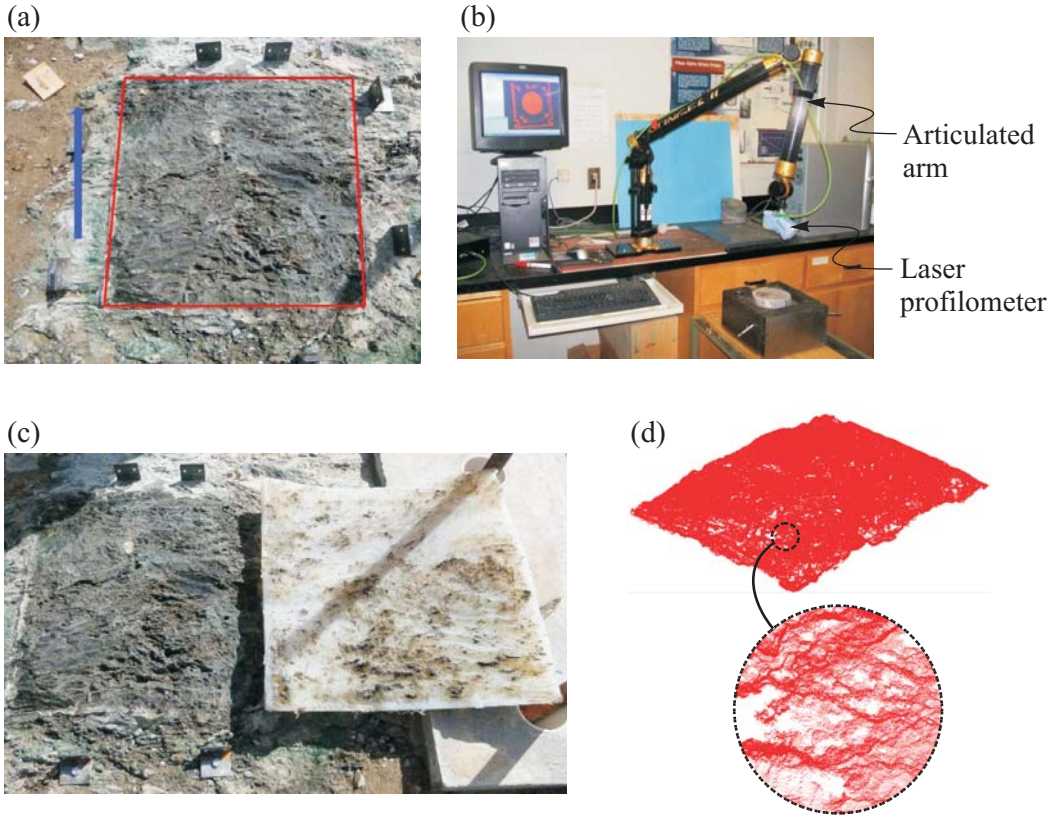



Figure 7.3 Scanning of the contact surfaces : (a) rock outcrop of schist from which is collected the larger rectangular rock surface LCR2 (adapted from Gravel *et al.* 2015) ; (b) profilometer used to scan small and larger surfaces ; (c) silicone imprint of the rough geometry of the larger rectangular rock surface LCR2 (adapted from Gravel *et al.* 2015) ; and (d) raw 3D scanned profile consisting of a cloud of several million points.

CR3-2. Such mismatch may moderate the effect of roughness on the shear strength of the contact specimens and, therefore, should be accounted for by the analytical method.

### 7.3.3 Shear test procedures

The direct shear tests were assumed to be conducted under Constant Normal Loading (CNL) conditions, i.e. the applied normal stress $\sigma_{\mathrm{n}}$ along the joint has to remain constant during the test. The normal stress $\sigma_{\mathrm{n}}$ applied along the joints during the shearing tests were comprised between 0.15 MPa and 0.6 MPa, approximately. This range of $\sigma_{\mathrm{n}}$ was selected based on the values of normal stresses assessed along existing concrete-rock joints within dams using the Gravity-Method (Rousseau 2010). Due to the variable size of the contact surfaces, three different apparatus were used to conduct the shear tests :

- The 6 small concrete-rock contact specimens were sheared using the direct shear apparatus under controlled displacement mode at the Université de Sherbrooke, shown in Figs. 7.6 (a) and (b) (Rousseau 2010, Champagne 2012, Renaud *et al.* 2019a). Shear displacements were applied at a rate of $\dot{\delta}_{\mathrm{s}} = 0.15$ mm/min.
- A concrete block of 492 × 500 mm was poured on the in-situ larger rectangular rock surface LCR2. The resulting concrete-rock interface was then subjected to a direct shear test using the in-situ apparatus presented in Figs. 7.6 (c) and (d) (Gravel *et al.* 2015). Prior to the test, the concrete block was lifted and repositioned to have a fully unbonded contact with perfect matching conditions. Both normal and shear loads were applied manually, and the rate of the shear displacements was comprised between 0.125 and 1.0 mm/min.
- The silicone replica of the larger rectangular rock surface LCR3 of 444 × 444 mm was brought to the laboratory at the Université de Sherbrooke to fabricate the corresponding artificial contact. A specific mortar mix was prepared to have similar mechanical and physical properties than the granite of the contact surface LCR3. Thus, the compressive strength of the mortar reaches 55 MPa at 14 days. The size of the grains of this mortar were also selected so that the micro-roughness of the surface LCR3 can be adequately reproduced. The mortar is then cast on the silicone replica while being sufficiently vibrated so that there is no air at the interface. This procedure allows to obtain an artificial replica with morphological and mechanical characteristics very close to the in-situ rock surface LCR3. The corresponding artificial concrete-rock interface is then obtained by pouring concrete on the replica while ensuring fully unbonded and perfectly matched conditions along the contact. The artificial contact LCR3 was finally sheared in laboratory using the large capacity direct shear apparatus under controlled

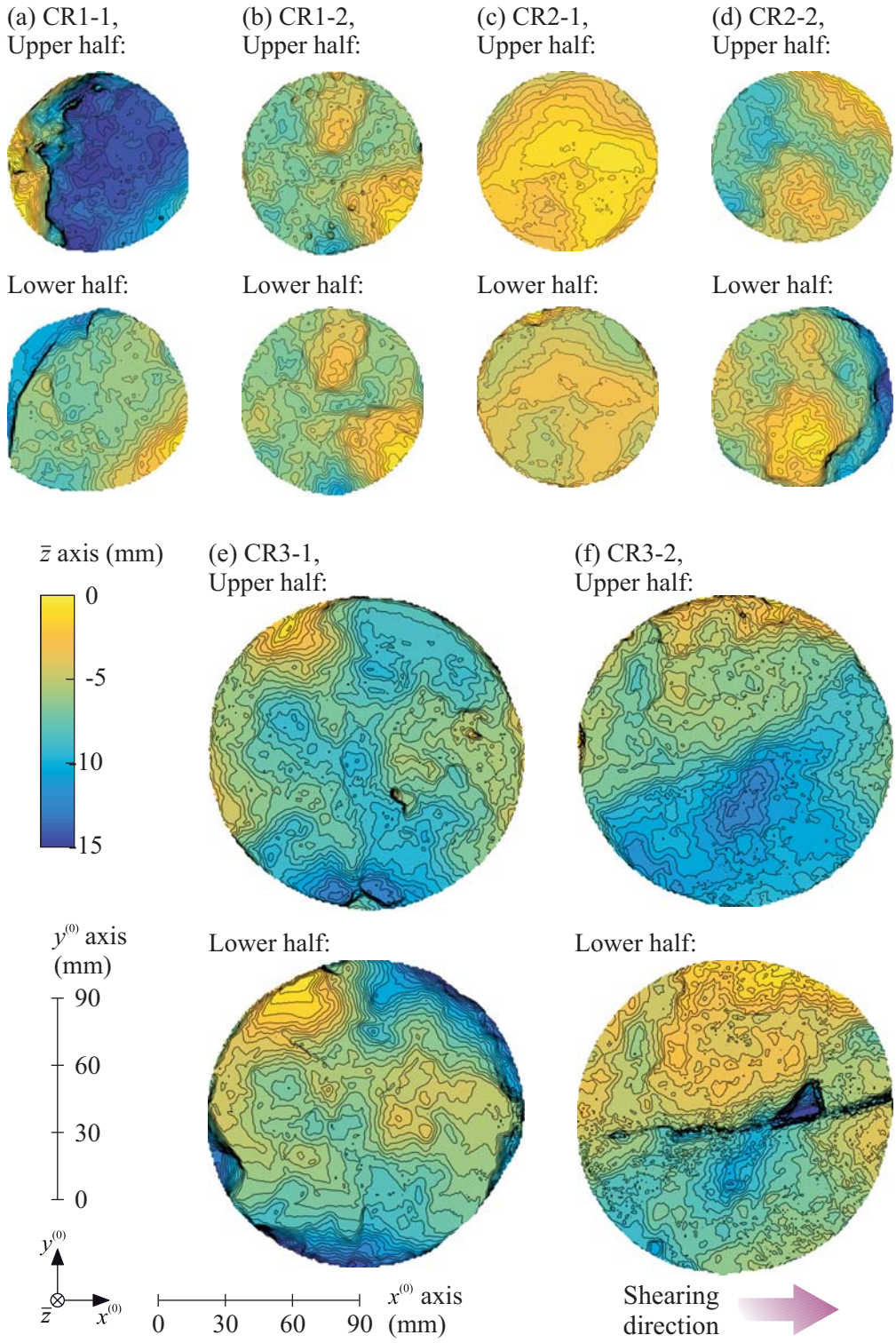



Figure 7.4 Obtained 3D processed profiles for the lower and upper half of the 6 small concrete-rock contact specimens : (a) CR1-1 ; (b) CR1-2 ; (c) CR2-1 ; (d) CR2-2 ; (e) CR3-1 ; and (f) CR3-2.

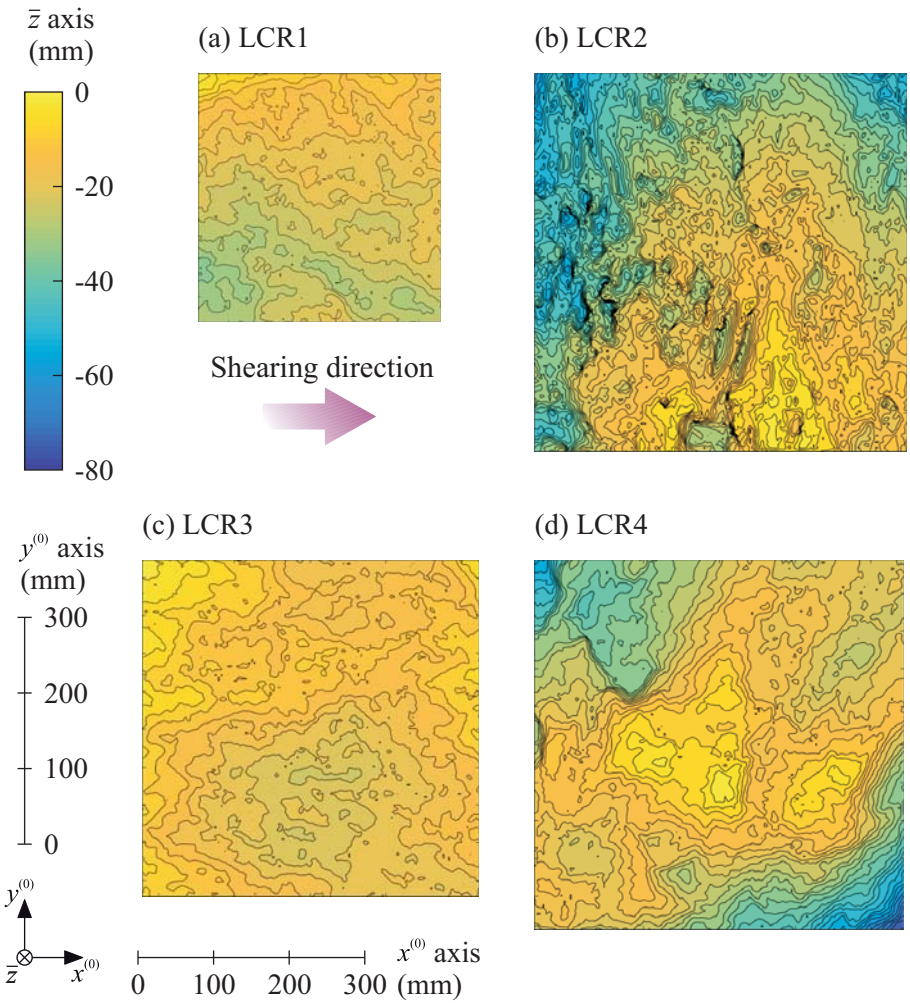



Figure 7.5 Obtained 3D processed profiles for the the 4 larger rectangular rock surfaces : (a) LCR1 ; (b) LCR2 ; (c) LCR3 ; and (d) LCR4.

displacement mode, shown in Figs. 7.6 (e) and (f) (Moradian *et al.* 2013). Shear displacements were applied at a rate of $\dot{\delta}_{\mathrm{s}} = 0.10$ mm/min.

It is important to note that the artificial concrete-rock contacts LCR2 and LCR3 were sheared while ensuring that the employed mortar and concrete had reached their full strength. The four larger contact geometries were also used to numerically construct concrete-rock contacts with the FE procedure as explained later.

## 7.4 Proposed analytical method

### 7.4.1 Assessment of joint roughness and matching properties

This section presents an original analytical approach to assess the shear strength of the 10 concrete-rock contacts while accounting for the effects of scale, roughness and matching conditions. A new parameter, denoted hereafter as $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$, is proposed to assess the roughness properties of each 3D-processed concrete-rock interface. First, the lower and upper 3D profiles of an concrete-rock interface are gridded to be aligned with the Cartesian coordinate system ($x^{(0)}$, $y^{(0)}$, $\bar{z}$) using the resolution $\Delta_{JRC}$. For each 3D profile, $\bar{z}_{p,q}$ is the vertical coordinate of point $q$ from the 2D profile $p$, as shown in Figure 7.7 (a). The spatial functions which define the vertical coordinates of the lower and upper 3D profiles, corresponding to the rock and concrete blocks, are denoted hereafter $\bar{z}^{(r)}_{p,q}$ and $\bar{z}^{(c)}_{p,q}$, respectively, as illustrated in Fig. 7.7 (b). The parameter $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ is adapted from the root mean square of the first derivative of the 2D profiles $Z_2$ studied by Tse and Cruden (1979), and is given by

$$\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}} = \frac{1}{\Delta_{JRC} \sum_{p=1}^{n} \overrightarrow{M_p^{(M)}}} \sum_{p=1}^{n} \sqrt{\overrightarrow{M_p^{(M)}} \sum_{q=1}^{m_p-1} I_{p,q}^{(M)} \overrightarrow{I_{p,q}} \left(\bar{z}^{(r)}_{p,q+1} - \bar{z}^{(r)}_{p,q}\right)^2} \tag{7.1}$$

in which :

- $n$ is the number of vertical 2D profiles parallel to the axis $x^{(0)}$ corresponding to the shearing direction.
- $I_{p,q}^{(M)}$ is a function indicating when the lower and upper 3D profiles of the interface are considered to be in full contact. $I_{p,q}^{(M)}$ is given by

$$I_{p,q}^{(M)} = \begin{cases} 1 \text{ if } \bar{z}^{(c)}_{p,q} - \bar{z}^{(r)}_{p,q} < \bar{\eta} \text{ and } \bar{z}^{(c)}_{p,q+1} - \bar{z}^{(r)}_{p,q+1} < \bar{\eta} \\ 0 \text{ otherwise} \end{cases} \tag{7.2}$$

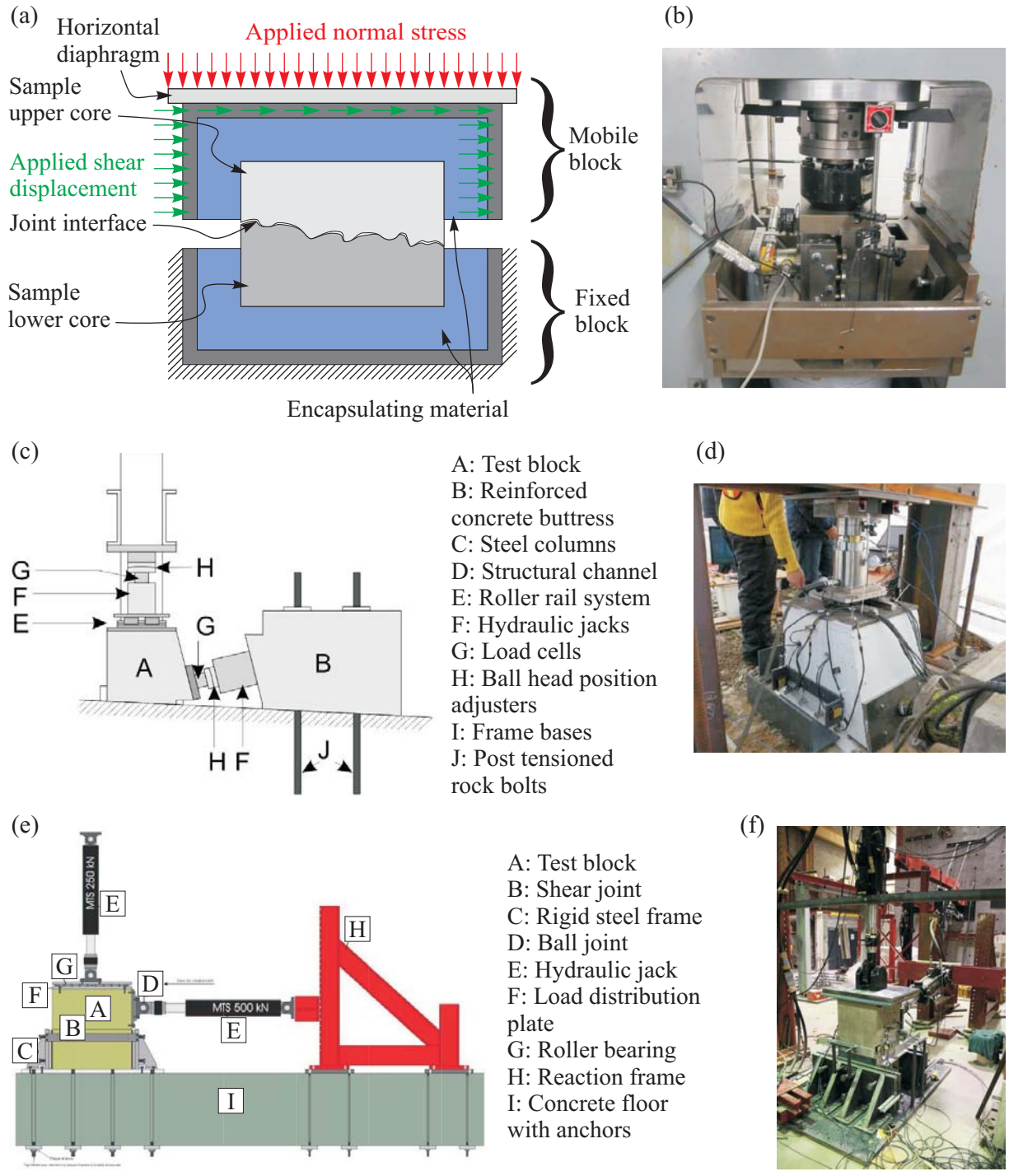



Figure 7.6 Shear test devices : (a) schematic representation and (b) picture of the laboratory test setup used to shear the 6 small concrete-rock contact specimens ; (c) schematic representation and (d) picture of the in-situ test setup used to shear the larger concrete-rock contact corresponding to surface LCR2 ; and (e) schematic representation and (f) picture of the laboratory test setup used to shear the larger concrete-rock contact corresponding to surface LCR3.

where $\bar{\eta}$ denotes the threshold for which the lower and upper surfaces are considered to be in full contact at this position.

– $\overrightarrow{I_{p,q}}$ is a function indicating when the asperity slopes of the lower 3D profile are facing the shearing direction. Indeed, the shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ of the contact is only affected by the asperity slopes facing or parallel to the shearing direction (Grasselli *et al.* 2003). Thus, the value of $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ depends on whether the shearing occurs from left to right or from right to left, as depicted in Fig. 7.8 (a). $\overrightarrow{I_{p,q}}$ is given by

$$\overrightarrow{I_{p,q}} = \begin{cases} 1 \text{ if } \bar{z}_{p,q+1}^{(r)} \geqslant \bar{z}_{p,q}^{(r)} \\ 0 \text{ otherwise} \end{cases} \tag{7.3}$$

– $\overrightarrow{M_p^{(M)}}$ is the number of segments of the 2D profile $p$ which are considered to be in full contact and facing the shearing direction. $\overrightarrow{M_p^{(M)}}$ is given by

$$\overrightarrow{M_p^{(M)}} = \sum_{q=1}^{m_p-1} I_{p,q}^{(M)} \overrightarrow{I_{p,q}} \tag{7.4}$$

Therefore, the proposed parameter $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ accounts for the matching conditions along contact and the asperity slopes facing the shearing direction.

The threshold $\bar{\eta}$, which defines the function $I_{p,q}^{(M)}$, has to be selected with care so that the slopes of the voids along the contact are not accounted for in the determination of $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$. It is interesting to note that the shear displacement $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})}$ for which the peak shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ is reached can be empirically assessed as $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})} = 0.004\,(D_{\max})^{0.6}$ (Barton 1982), where $D_{\max}$ is the maximum dimension along the shearing direction. If two asperity slopes of the lower and upper faces are separated by a distance higher than $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})}$, $\tau_{\mathrm{p}}$ will be reached before any contact occurs between these two slopes. Therefore, selecting $\bar{\eta} = \delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})}$ ensures to only exclude the slopes which cannot affect the shear behavior of the contact. A threshold $\bar{\eta}$ less than $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})}$ might not account for some asperities which can interact during the shearing process, and thus underestimate the quality of matching conditions along the contact. Therefore, in this work, the threshold $\bar{\eta}$ is selected as

$$\bar{\eta} = 0.004\,(D_{\max})^{0.6} \tag{7.5}$$

It is important to note that this rigorous definition of the matching conditions allows to avoid the use of the Joint Matching Coefficient $JMC$ which is based on a subjective visual

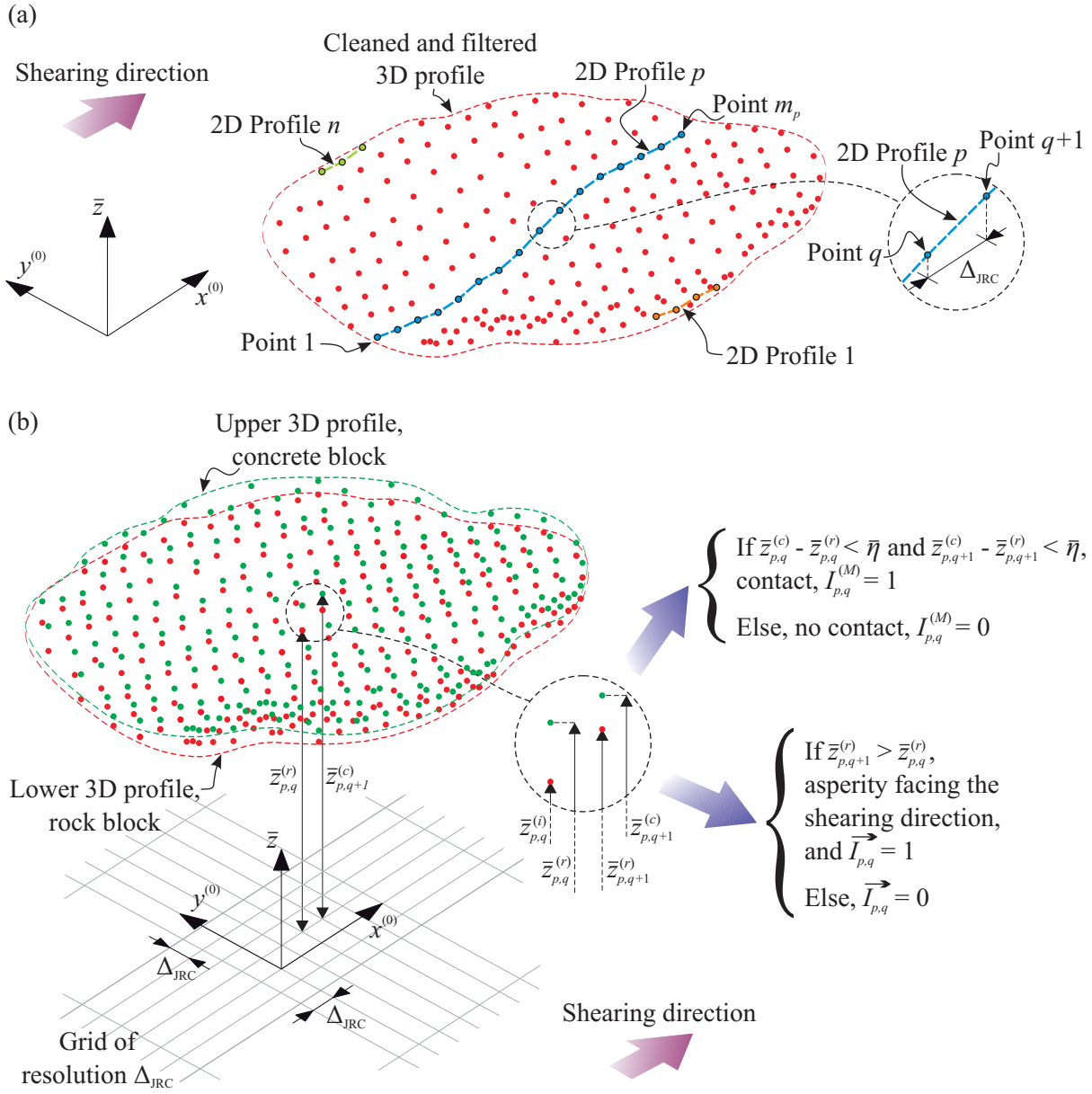



Figure 7.7 Parameters used to characterize the roughness and matching condition of the 3D-processed concrete-rock interface : (a) mesh grid selected to define the vertical coordinates $\bar{z}_{p,q}$ of each 3D profile; (b) detection of the asperity slopes facing the shearing direction, and the zones in contact between the lower and upper 3D profiles.

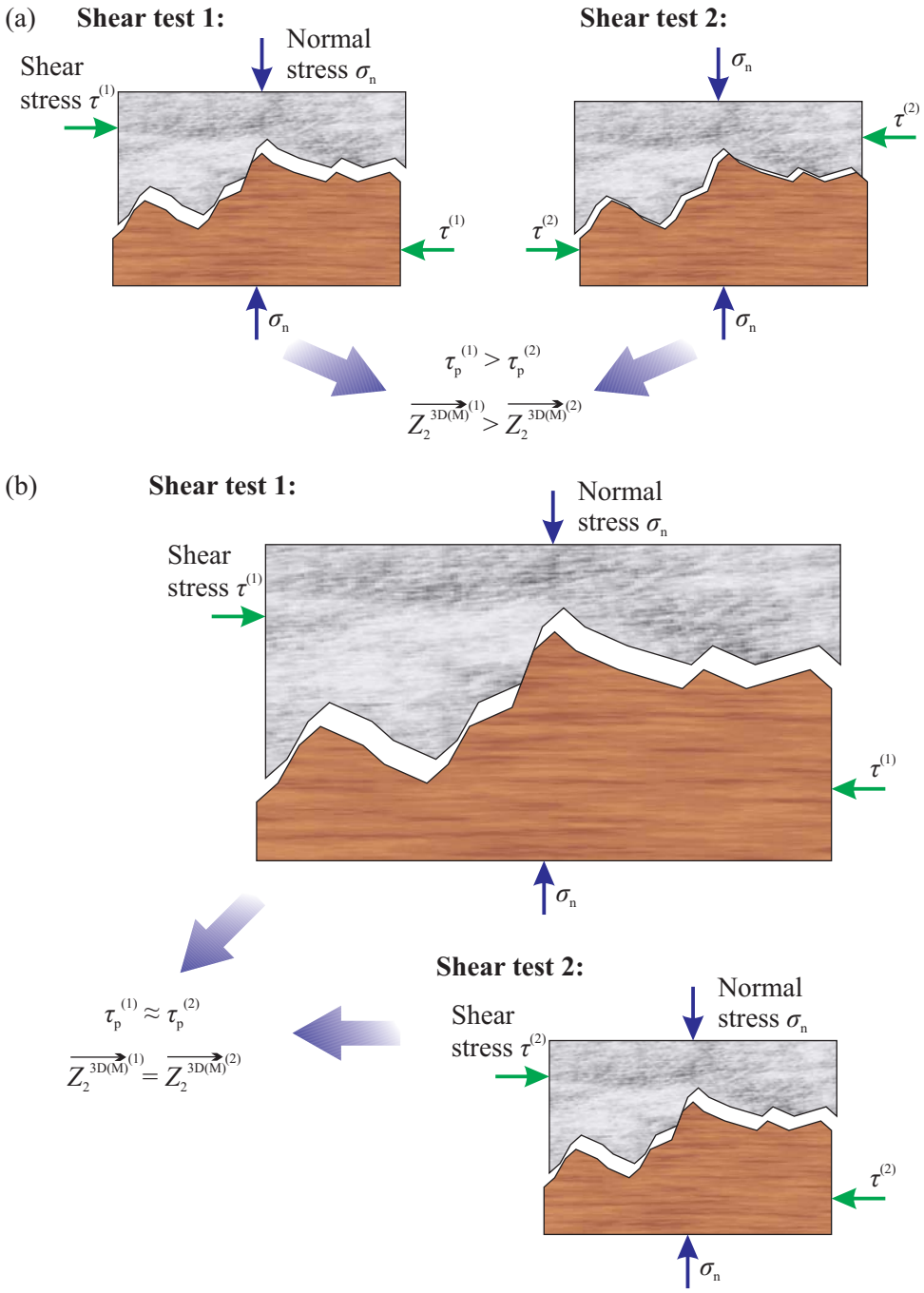



Figure 7.8 Shear strength $\tau_p$ obtained from a direct shear test conducted : (a) from left to right and from right to left on a same profile ; and (b) on two profiles whose geometries are proportional in both length and height.

evaluation that may vary from one analyst to another (Zhao 1997, Singh and Basu 2018).

The determination of the $JRC$ using a roughness parameter such as $Z_2$ is substantially sensitive to the selection of the resolution $\Delta_{JRC}$ (Tatone et Grasselli 2013, Yong *et al.* 2018a). In their work, Tse and Cruden (1979) relate the parameter $Z_2$ to the $JRC$ using 2D profiles, with a maximum length $D_{\max} = 250$ mm, and a resolution of $\Delta_{JRC} = 1.27$ mm, i.e. $\Delta_{JRC} \simeq D_{\max}/200$. If the same resolution $\Delta_{JRC}$ is used to determine the roughness parameters of two profiles with geometries proportional in both length and height, as depicted in Fig. 7.8 (b), the $JRC$ of the larger profile is likely to be substantially larger than the $JRC$ of the smaller profile (Yong *et al.* 2018a). However, Ueng *et al.* (2010) showed that these two profiles are expected to present quite similar shear strengths. Therefore, $\Delta_{JRC}$ should be selected according to the maximum dimension $D_{\max}$ in the shearing direction of the concrete-rock interface. In this work, the same original ratio $D_{\max}/\Delta_{JRC}$ proposed by Tse and Cruden (1979) is used, and the resolution $\Delta_{JRC}$ is adopted as

$$\Delta_{JRC} = D_{\max}/200 \tag{7.6}$$

It is important to emphasize that this definition of $\bar{\eta}$ and $\Delta_{JRC}$ as a function of $D_{\max}$ allows to account for the size of a concrete-rock interface to assess the parameter $\overrightarrow{Z_2^{3D(M)}}$.

Finally, $\overrightarrow{Z_2^{3D(M)}}$ can be related to a new oriented Joint Roughness and Matching Coefficient $\overrightarrow{JRMC}$ by adapting the equation originally proposed by Tse and Cruden (1979)

$$\overrightarrow{JRMC} = \max\left(0, 32.20 + 32.47\,\log_{10}\left(\overrightarrow{Z_2^{3D(M)}}\right)\right) \tag{7.7}$$

where $\overrightarrow{JRMC} = 0$ and $\overrightarrow{JRMC} = 20$ correspond to the cases of a smooth planar contact and a very rough contact, respectively. It is important to note that Eq. (7.7) has not been validated when $\overrightarrow{JRMC} > 20$. For illustration purposes, Table 7.1 presents the obtained values of $\overrightarrow{JRMC}$ for the 10 concrete-rock contacts described previously.

### 7.4.2 Shear strength criterion

The following equation, adapted from Maksimović (1996), is used next to evaluate the shear strength of the concrete-rock contacts

$$\tau_{\mathrm{p}} = \sigma_{\mathrm{n}} \tan\left[\phi_{\mathrm{b}} + 2\,\overrightarrow{JRMC}/(1 + 10\,\sigma_{\mathrm{n}}/\min(f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}, f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}))\right] \tag{7.8}$$

in which $f_c^{(r)}$ and $f_c^{(c)}$ are the rock and concrete compressive strengths, respectively. $\phi_b$ denotes the basic friction angle which models the microscopic interaction between the textures of the lower and upper faces (Hencher and Richard 2015). It is interesting to note that $\tau_p = 0$ for $\sigma_n = 0$ since the contact is assumed unbonded.

The following empirical equation, adapted from Barton and Choubey (1977), can also be used to assess the shear strength

$$\tau_p = \sigma_n \tan\left(\phi_r + \overrightarrow{JRMC}\log_{10}\left(\frac{JCS}{\sigma_n}\right)\right) \tag{7.9}$$

in which $\phi_r$ is the residual friction angle. If $\overrightarrow{JRMC} \neq 0$, Eq. (7.9) presents an asymptote, as illustrated in Fig. 7.9, when

$$\sigma_n = JCS\, 10^{(\phi_r - 90)/\overrightarrow{JRMC}} \tag{7.10}$$

Therefore, the analytical relation proposed by Maksimović (1996) is preferred to construct the analytical method. This relation provides the shear strength as

$$\tau_p = \sigma_n \tan\left[\phi_b + \Delta\phi/(1 + \sigma_n/p_n)\right] \tag{7.11}$$

in which

- $\Delta\phi$ is the joint roughness angle and corresponds to the dilation angle for $\sigma_n = 0$ with undamaged asperities, as shown in Fig. 7.10. $\Delta\phi$ represents the surface roughness of the contact.
- $p_n$ is the median angle pressure and corresponds to the value of $\sigma_n$ for which the contribution of the dilation and asperity shearing is equal to half of the joint roughness angle $\Delta\phi$, as shown in Fig. 7.10, i.e.

$$\tau_p(\sigma_n = p_n) = p_n \tan\left[\phi_b + \Delta\phi/2\right] \tag{7.12}$$

  $p_n$ represents the shear strength of the asperities.

This relation has significant advantages (Maksimović 1996) : (i) the parameters $\Delta\phi$ and $p_n$ can be easily related to physical mechanisms ; (ii) Eq. (7.11) has no singularity and is valid for all positive values of $\sigma_n$, thus $\tau_p$ can be assessed for low values of $\sigma_n$ ; and (iii) Eq. (7.11) is simple from a mathematical point of view and can be easily applied for practical applications. As illustrated in Fig. 7.9, Eq. (7.11) can adequately approximate Eq. (7.9) using the following

relations (Maksimović 1996)

$$\Delta\phi = 2\,\overrightarrow{JRMC}; \qquad p_{\mathrm{n}} = JCS/10 \tag{7.13}$$

In this paper, the $JCS$ is assessed as the minimum value of $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}$ and $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}$. Thus, Eq. (7.8) is constructed based on Eqs. (7.11) and (7.13) to predict the shear strength of the concrete-rock contact.

### 7.4.3 Apparent cohesion and friction angle

The total friction angle corresponding to the shear strength predicted by Eqs. (7.11) is obtained as a function of $\sigma_{\mathrm{n}}$ as

$$\phi(\sigma_{\mathrm{n}}) = \phi_{\mathrm{b}} + 2\,\overrightarrow{JRMC}/(1 + 10\,\sigma_{\mathrm{n}}/\min(f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}, f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})})) \tag{7.14}$$

Eq. (7.8) can also be linearized using apparent cohesion $\tilde{c}$ and friction angle $\tilde{\phi}$ to account for the non-linearity of the shear strength criterion, as illustrated in Fig. 7.9 (Maksimović 1996). $\tilde{\phi}$ is obtained as the angle of the tangent to the curve of Eq. (7.8) obtained for a specific value of $\sigma_{\mathrm{n}}$

$$\tan(\tilde{\phi}(\sigma_{\mathrm{n}})) = \frac{\mathrm{d}}{\mathrm{d}\sigma_{\mathrm{n}}}\left[\sigma_{\mathrm{n}} \tan\left(\phi_{\mathrm{b}} + 2\,\overrightarrow{JRMC}/(1 + 10\,\sigma_{\mathrm{n}}/\min(f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}, f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}))\right)\right] \tag{7.15}$$

This equation can be simplified as

$$\tan(\tilde{\phi}(\sigma_{\mathrm{n}})) = \tan(\phi(\sigma_{\mathrm{n}})) - \frac{0.2\,\sigma_{\mathrm{n}} \min(f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}, f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})})\overrightarrow{JRMC}\,\pi/180}{(\min(f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}, f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})})/10 + \sigma_{\mathrm{n}})^2 \cos(\phi(\sigma_{\mathrm{n}}))^2} \tag{7.16}$$

The intercept between the tangent of the curve and the vertical axis of ordinates defines the apparent cohesion $\tilde{c}$ as a function of $\sigma_{\mathrm{n}}$

$$\tilde{c}(\sigma_{\mathrm{n}}) = \frac{0.2\,\sigma_{\mathrm{n}}^2 \min(f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}, f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})})\overrightarrow{JRMC}\,\pi/180}{(\min(f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}, f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})})/10 + \sigma_{\mathrm{n}})^2 \cos(\phi(\sigma_{\mathrm{n}}))^2} \tag{7.17}$$

## 7.5 Finite element modeling of the shear behaviour of the contact specimens

The direct shear tests conducted under CNL conditions on the 6 small contact specimens and the 4 concrete-rock contacts are simulated using finite elements. The shear stress $\tau(\delta_{\mathrm{s}})$ along a rough natural unbonded concrete-rock contact stems from : (i) asperities sliding over each other ; and (ii) asperities being partially or totally sheared. To model asperity sliding

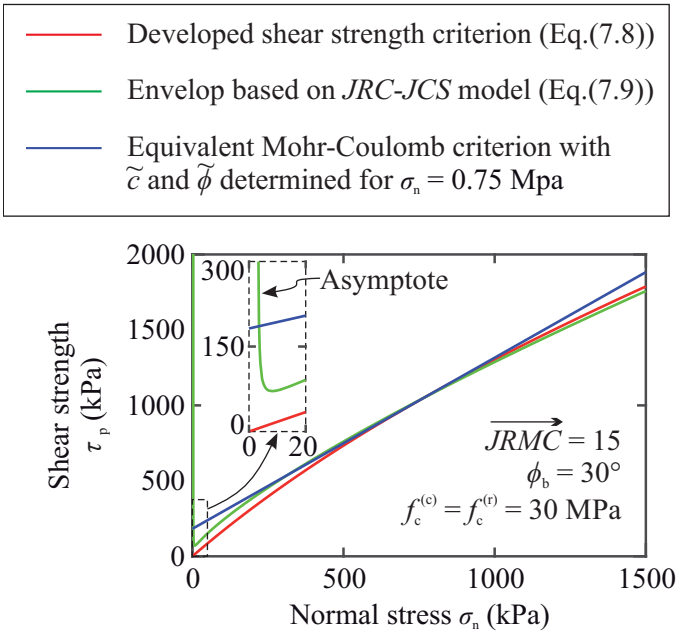



Figure 7.9 Developed shear strength criterion with equivalent envelops based on the *JRC-JCS* (Barton and Choubey 1977) and Mohr-Coulomb models.

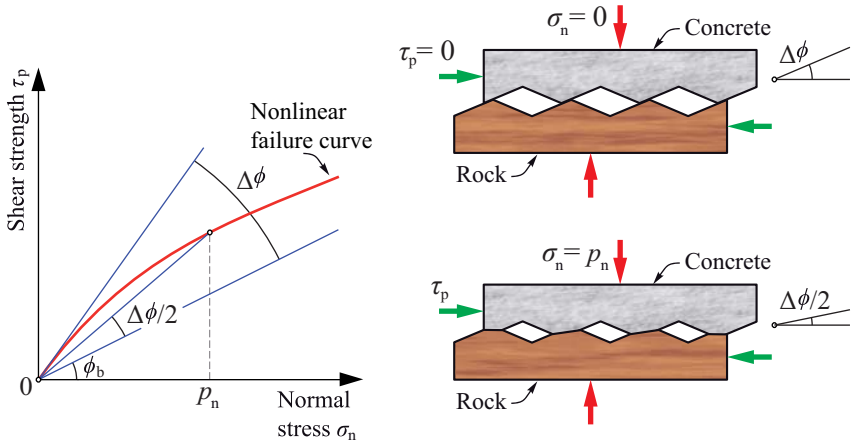



Figure 7.10 Parameters used to define the analytical relation of Maksimović (1996) : joint roughness angle $\Delta\phi$ corresponding to the dilation angle for $\sigma_n = 0$ with undamaged asperities ; and median angle pressure $p_n$ corresponding to the value of $\sigma_n$ for which the dilation angle is equal to half of the joint roughness angle $\Delta\phi$.

as rigourously as possible, the 3D-scanned profiles of the 10 concrete-rock contacts are first processed and imported into 3D nonlinear FE models, as illustrated in Fig. 7.11. Both lower and upper face geometries of the interface, which may differ due to initial unmatched conditions, are explicitly modeled. Local non-linear behavior is implemented through contact finite elements which can account for sliding and/or uplift (Bathe 2006). These contacts elements also include a friction component accounting for the basic friction at the concrete-rock interface. As the lateral displacement $\delta_s$ increases and the strength of the intact material is locally exceeded, asperities at the contact interface may be partially sheared. In this work, the material plasticity is introduced using the Von-Mises constitutive law (Bathe 2006). This simple plasticity model is solely defined by the compressive strength of the material and is suitable to expedite extensive finite element parametric analyses. A more complex geotechnical-based strength criterion would require more computing resources without necessarily accurately reflecting the behavior of small scale mass concrete samples in which large aggregates may lead to high material heterogeneity. Furthermore, Renaud *et al.* (2019b) showed that the Von-Mises model provides acceptable numerical prediction of the shear behavior of small contact specimens at normal stress levels typical of dam joints, and that the shearing of asperities are very limited at such relatively low normal stresses (compared to rock engineering applications).

Using the cleaned and filtered 3D profiles with the initial fine resolution of $\Delta_s = 0.05$ mm leads to unrealistic FE model sizes. Therefore, the contact faces are discretized into final regular grids with a coarser geometric resolution of $\Delta_g$. In this work, $\Delta_g$ is selected accordingly to the size of the scanned interfaces as suggested by Yong *et al.* (2018b), while ensuring an accurate and optimum definition of the rough geometry : $\Delta_g = 1$ mm for the 4 contact specimens with $D_{max} = 83$ mm ; $\Delta_g = 2$ mm for the 2 contact specimens with $D_{max} = 145$ mm ; and $\Delta_g = 4$ mm for the 4 larger concrete-rock contacts with $320 \leqslant D_{max} \leqslant 492$ mm. Thus, the ratio $D_{max}/\Delta_g$ is approximately the same for all FE models of concrete-rock contacts, and a good compromise is reached between the need of accurately modeling the interface roughness and the imperative of keeping realistic model sizes.

A routine was coded in MATLAB (2019) to automatically generate the FE models with all their properties. This routine includes a ruled-mesh generator and can be described in six general phases illustrated for a simplistic 2D case in Fig. 7.11 :

– The points composing the geometry of 3D processed concrete and rock contact faces with the resolution $\Delta_g^{(0)}$ are imported into the FE model.

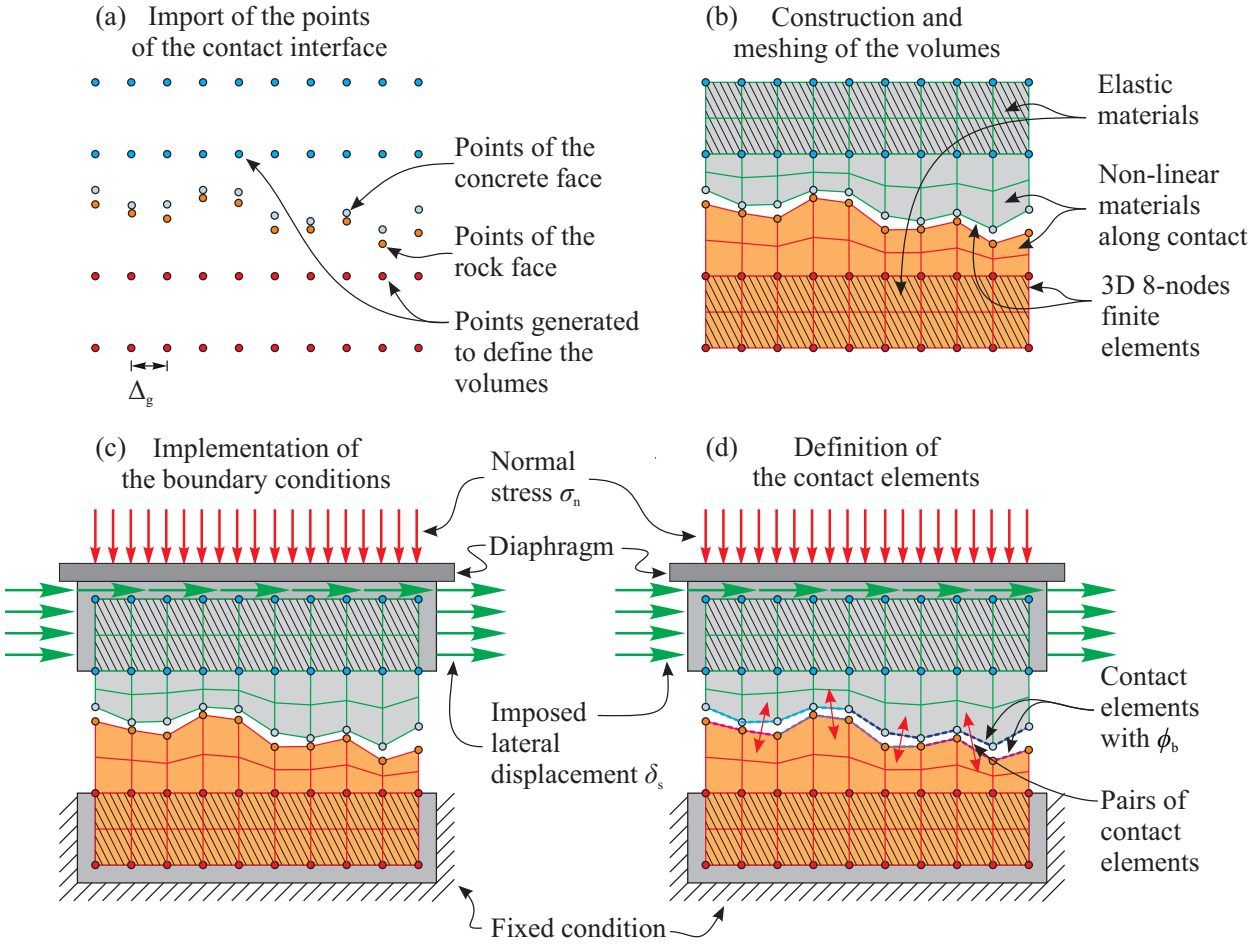



Figure 7.11 Developed procedure to construct the finite element models of the concrete-rock contacts : (a) importing of the points of the interface; (b) construction and meshing of the volumes; (c) implementation of the boundary conditions; and (d) definition of the contact elements.

- Volumes are extruded from the geometry of the 3D contact faces to generate the concrete and rock blocks.
- The created volumes are regularly divided to generate a compatible ruled-mesh of 3D 8-nodes solid finite element elements.
- The materials of the volumes along the contact are defined according to the elasto-plastic Von-Mises model. The materials corresponding to the other volumes are assumed purely elastic.
- The boundary and loading conditions are defined : the rock block remains fixed, while the concrete block is subjected to an increasing lateral displacement $\delta_{\mathrm{s}}$ and to a constant normal stress $\sigma_{\mathrm{n}}$. The rotation of the concrete block is also proscribed.
- The non-linear contact conditions are implemented at the interface through finite contact elements which include basic friction. For an optimal definition of the contact conditions, the develop routine ensure that the contact elements are paired each others only if they can interact during the shearing motion.

For illustration purposes, the 3D FE meshes generated to model the rock blocks of contacts CR2-1 and LCR1 are provided in Fig. 7.12. Complementary details regarding FE modeling of concrete-rock contacts can be found in Renaud *et al.* (2019b).

## 7.6 Experimental validation of the analytical and Finite Element procedures

In this section, the results obtained from the experimental shear tests, the analytical procedure and the FE simulation are compared. The following material properties are considered for the mass concrete and rock of all FE models, respectively : Poisson's ratios $\nu^{(\mathrm{c})} = 0.2$ and $\nu^{(\mathrm{r})} = 0.3$, mass densities $\rho^{(\mathrm{c})} = \rho^{(\mathrm{r})} = 2400\,\mathrm{kg/m^3}$, modulus of elasticity $E^{(\mathrm{c})} = 25\,\mathrm{GPa}$ and $E^{(\mathrm{r})} = 40\,\mathrm{GPa}$, compressive strengths $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})} = f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} = 30\,\mathrm{MPa}$. The previously mentioned concrete and rock mechanical properties were estimated from experimental investigations conducted on the sites of Dams D1, D2, D3 and D4. A basic friction angle $\phi_{\mathrm{b}} = 30^o$ is selected since it corresponds to a common value observable in the literature (Maksimović 1996, Hencher and Richard 2015). The finite element software ADINA (2019) is used to model the 10 concrete-rock contacts.

Figure 7.13 provides the friction coefficient $\mu = \tau/\sigma_{\mathrm{n}}$ obtained from experimental tests and from 3D FE analyses, where $\tau$ is the shear stress for the 6 small samples of existing dam-rock interfaces. Figure 7.13 also shows the corresponding friction coefficient $\mu = \tan(\phi(\sigma_{\mathrm{n}}))$ obtained using the proposed technique, where $\phi(\sigma_{\mathrm{n}})$ is determined through Eq. (7.14). It can

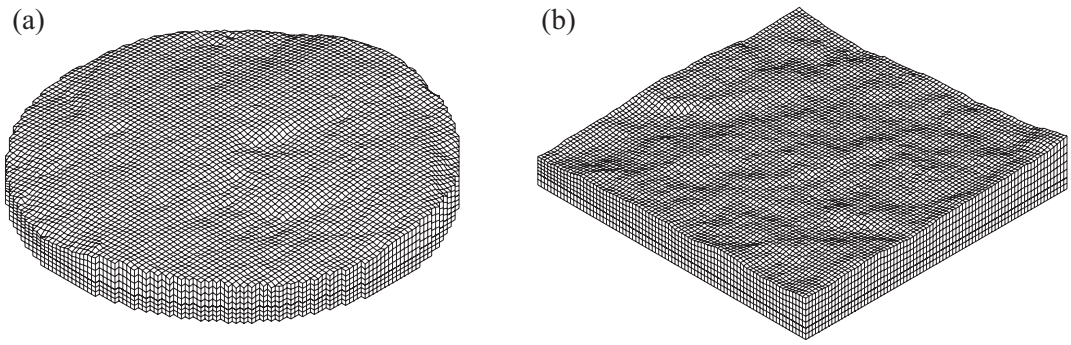



Figure 7.12 Examples of 3D FE meshes generated to model the rock blocks of concrete-rock contacts while accounting for their detailed geometry : (a) small contact CR2-1 ; and (b) larger contact LCR1.

be seen that the FE solution and the analytical approach provide reasonable predictions of $\mu$ compared to the trends observed experimentally. For instance, an excellent agreement is found between experimental, numerical and analytical findings for contact specimens CR1-1, CR2-1, and CR3-1. The quality of the FE predictions deteriorates for contact specimen CR3-2. Loss of accuracy in the predicted friction coefficient $\mu$ can be explained by the absence of calibration of the mechanical input parameters. Contact specimen properties are expected to vary depending on the geomechanical and dam site conditions.

Figure 7.14 compares the normal stress $\sigma_{\mathrm{n}}$, the shear stress $\tau$ and the friction coefficient $\mu$ provided by the experimental tests, the FE analyses and the analytical method based on Eq. (7.8) for the larger concrete-rock contacts LCR2 and LCR3. For the sample LCR3, a remarkable agreement is found between experimental, numerical and analytical findings. For contact LCR2, the FE solution fairly predicts the experimental shear strength, thus confirming the reliability of the FE procedure at different scales. However, the quality of the analytical prediction is found less satisfactory showing an overestimation starting at 14% of the experimental shear strength. This loss of accuracy can be due to the high value of $\overrightarrow{JRMC}$ for contact LCR2 which is characterised by $\overrightarrow{JRMC} > 20$. This value of $\overrightarrow{JRMC}$ exceeds the upper limit value from which Eq. (7.7) was verified (Tse and Cruden 1979). Nevertheless, satisfactory agreements are generally found between experimental, numerical and analytical results, while no calibration is required, thus ensuring the robustness of the proposed procedures. Furthermore, these results demonstrate that Eq. (7.8) can be applied as a practical way to estimate the peak shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ of concrete-rock contacts at different scales, while accounting of the effects of roughness and matching conditions.

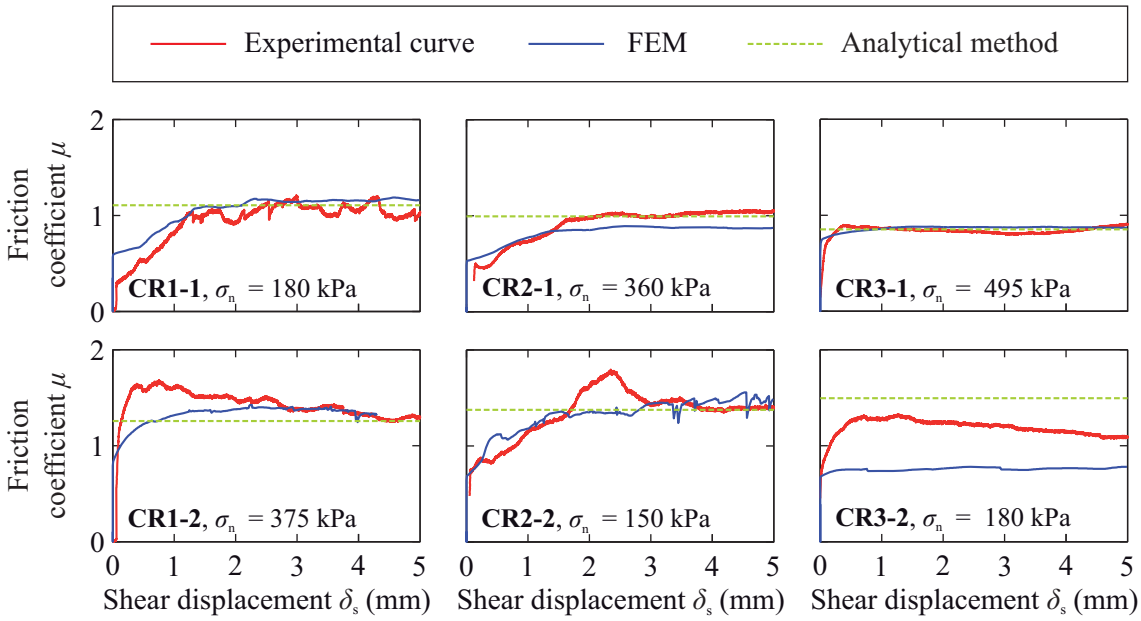



Figure 7.13 Comparison of the friction coefficient $\mu$ obtained from experimental tests, from 3D finite element analyses and from the analytical method based on Eq. 7.8 for the 6 small samples of existing dam-rock interfaces.

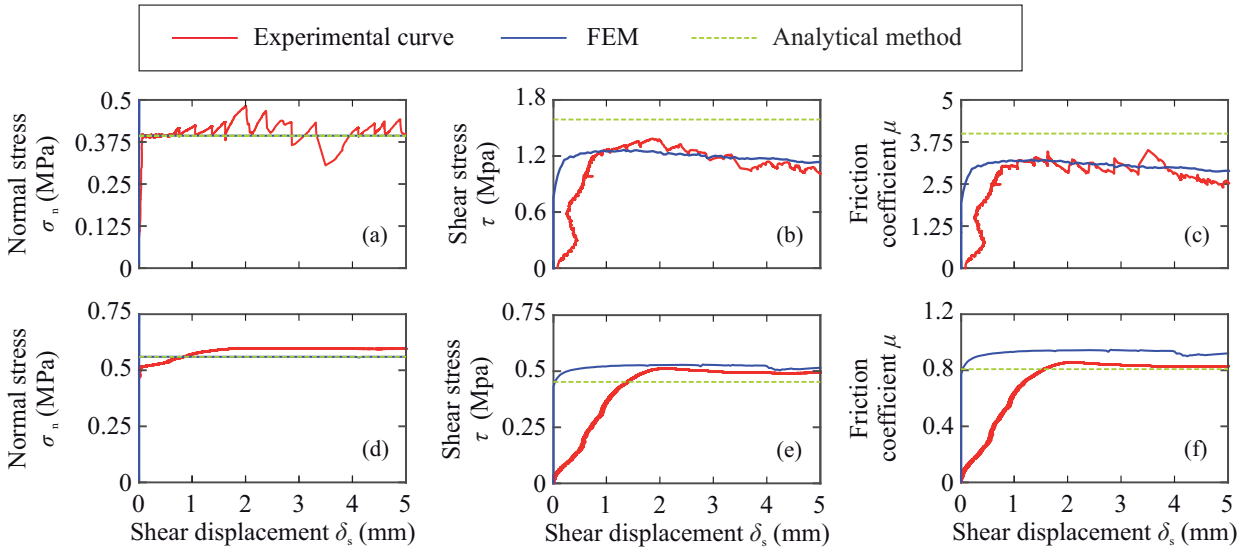



Figure 7.14 Results obtained from experimental tests, from 3D finite element analyses and from the analytical method based on Eq. (7.8) : (a) $\sigma_n$, (b) $\tau$ and (c) $\mu$ for the larger concrete-rock contact LCR2 ; (d) $\sigma_n$, (e) $\tau$ and (f) $\mu$ for the larger concrete-rock contact LCR3.

For illustration purpose, Table 7.2 presents for the 10 concrete-rock contacts the shear strength $\tau_p$ predicted by the shear strength criterion defined by Eq. (7.8) using the experimental normal stress if available, or $\sigma_n = 400$ kPa otherwise. The corresponding values of total friction angle $\phi$, the apparent friction angle $\tilde{\phi}$ and the apparent cohesion $\tilde{c}$ are also shown to demonstrate the ability of Eqs. (7.14), (7.16) and (7.17), respectively, to relate this failure criterion to the M-C model for practical stability analyses.

Table 7.2 Obtained values of $\tau_p$, $\phi$, $\tilde{\phi}$ and $\tilde{c}$ obtained using the analytical method for the 10 concrete-rock contacts.

| Contact surface | $\overrightarrow{JRMC}$ | $\sigma_n$ | $\tau_p$ (kPa) Eq. (7.8) | $\phi$ Eq. (7.14) | $\tilde{\phi}$ Eq. (7.16) | $\tilde{c}$ (kPa) Eq. (7.17) |
|---|---|---|---|---|---|---|
| CR1-1 | 9.5 | 180 | 199 | 47.9° | 46.9° | 7.1 |
| CR1-2 | 12.1 | 375 | 472 | 51.5° | 49° | 40.4 |
| CR2-1 | 8.3 | 360 | 358 | 44.8° | 43.2° | 19.8 |
| CR2-2 | 12.6 | 150 | 206 | 54° | 52.8° | 8.7 |
| CR3-1 | 6.1 | 495 | 422 | 40.5° | 39° | 22.1 |
| CR3-2 | 13.9 | 180 | 269 | 56.2° | 54.7° | 15.1 |
| LCR1 | 8.7 | 400 | 404 | 45.3° | 43.5° | 25.5 |
| LCR2 | 26.0 | 400 | 1575 | 75.9° | 67.3° | 633.4 |
| LCR3 | 5.3 | 560 | 452 | 38.9° | 37.5° | 22.7 |
| LCR4 | 12.1 | 400 | 501 | 51.3° | 48.7° | 45 |

## 7.7 Investigation of the nature of scale effect

### 7.7.1 Effect of roughness at larger scales

In this section, the effects of roughness on the shear behavior of the four rectangular concrete-rock interfaces is investigated through FE simulations. For this purpose, the four original concrete-rock samples are modelled using 3D finite elements, as well as the corresponding four scaled-down contact geometries, proportionally reduced in both length and height by a scale factor of 1/4 from LCR1, LCR2, LCR3 and LCR4. Table 7.3 presents the shear strength $\tau_p$ obtained using the analytical approach and the FE solution considering $\sigma_n = 400$ kPa. First, it can be seen that roughness has a major effect on the shear strength of concrete-rock contact at large scale. For instance, different values of $\tau_p = 1276$ kPa and

$\tau_p = 376$ kPa are obtained for samples LCR2 and LCR3, respectively. These results corroborate the large variations of $\overrightarrow{JRMC}$ observed for the four large concrete-rock interfaces, i.e. $\overrightarrow{JRMC} = 26.0$ and 5.3 for LCR2 and LCR3, respectively. Therefore, the averaging of roughness at larger scales is not likely to occur systematically. Furthermore, for all studied interfaces in Table 7.3, the shear strengths obtained using the original geometry and reduced-scale FE models of concrete-rock interfaces are found to be close. It can be concluded that Eq. (7.6) is reliable as it predicts the same shear strength irrespectively of the scale of the interface. These results confirm that profiles with geometries proportional in both length and height are expected to present quite similar shear strengths. The findings also show that the effects of roughness should not be neglected at larger scales.

Table 7.3 Shear strength $\tau_p$ obtained for $\sigma_n = 400$ kPa with the analytical method and the FEM for the 4 larger concrete-rock interfaces and the 4 corresponding scaled down contact geometries.

| | | $\tau_p$ (kPa) | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | FEM | | Analytical method | |
| Contact surface | $\overrightarrow{JRMC}$ | Original size | Scale down geometry | Original size | Scale down geometry |
| LCR1 | 8.7 | 402 | 397 | 404 | 404 |
| LCR2 | 26.0 | 1276 | 1223 | 1575 | 1575 |
| LCR3 | 5.3 | 376 | 373 | 328 | 328 |
| LCR4 | 12.1 | 678 | 653 | 501 | 501 |

### 7.7.2 Effect of roughness anisotropy

This section investigates the scale effect that may be induced by roughness anisotropy. For this purpose, each of the four rectangular dam-rock surfaces are divided into 16 smaller subsurfaces. This is illustrated in Fig. 7.15 for contact LCR1. The original and smaller interfaces are then modeled using FEs with the same resolution $\Delta_g = 4$ mm. Figures 7.16 (a), (d), (g) and (i) present the shear strength $\tau_p$ obtained considering $\sigma_n = 400$ for the 16 subsurfaces of contacts LCR1, LCR2, LCR3 and LCR4. For comparison purposes, the shear strengths obtained for the original larger interfaces are also shown in the same figures. It can be seen that the shear strength of each large concrete-rock interface is always substantially exceeded by the maximum of the values of $\tau_p$ corresponding to the 16 subsurfaces. For example, a value of $\tau_p = 1276$ kPa is found for the original concrete-rock contact LCR2, while $\tau_p = 3374$

kPa is obtained for subsurface no. 3 as shown in Fig. 7.16 (d). This result clearly indicates that the shear strength of a concrete-rock interface can substantially depend on the scale of the study. However, it is also shown in Fig. 7.16 that most of the values of $\tau_{\mathrm{p}}$ obtained for the 16 subsurfaces are generally lower than the shear strength of the corresponding original concrete-rock contact. For instance, only 6 subsurfaces over 16 yield a higher shear strength than the original concrete-rock interface LCR2 (Fig. 7.16 (d)). Figure 7.16 also present the roughness parameters $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ and $Z_2^{3\mathrm{D}}$ assessed with a resolution $\Delta_{JRC} = \Delta_{\mathrm{g}} = 4$ mm to be consistent with the FE models. It is important to remember that $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ only accounts for the asperity slopes facing the shearing direction, as opposed to $Z_2^{3\mathrm{D}}$ developed by Renaud *et al.* (2019a). It is seen that the roughness of the concrete-rock contacts can present significant anisotropy as the values of $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ and $Z_2^{3\mathrm{D}}$ may substantially differ from one subsurface to another. Furthermore, $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ and predicted $\tau_{\mathrm{p}}$ are found to vary fairly similarly from one subsurface to another. For instance, it can be seen that the subsurface which presents the highest $\tau_{\mathrm{p}}$ also corresponds to the highest $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ for all studied rectangular concrete-rock interfaces. The same observation applies when $Z_2^{3\mathrm{D}}$ is used. However, the roughness characterization of the subsurfaces appears to be less accurate when using $Z_2^{3\mathrm{D}}$. For example, for concrete-rock contact LCR1 (Figs. 7.16 (a)-(c)), subsurface no. 1 presents the highest $\tau_{\mathrm{p}}$ and $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$, while the highest $Z_2^{3\mathrm{D}}$ corresponds to subsurface no. 3. This discrepancy highlights the relevance of using the indicator $\overrightarrow{I_{p,q}}$ in the formulation of $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$.

Overall, the results presented in this section identify roughness anisotropy as one of the main causes of the differing shear behavior observed between full original concrete-rock contacts and corresponding smaller sub-samples. These results emphasize that the importance of scale effects associated with laboratory-scale contact specimens highly relies on the representativeness of their roughness properties in relationship with the original in-situ joint.

### 7.7.3 Effect of matching conditions at larger scales

In this section, the effect of various matching conditions on the shear strength of rectangular concrete-rock interfaces is investigated. For this purpose, six FE models are constructed by including artificial openings along the interface, as depicted in Fig. 7.17, with six different maximum apertures $\bar{a}_{\mathrm{max}}$= 1.25, 2.5, 5, 10, 15 and 20 mm. The geometric configuration of the artificial openings is defined according to a sinusoidal function along the shearing direction, and ensures that at least half of the interface is perfectly matched before the shearing motion. Figure 7.18 compares the ratios $\tau_{\mathrm{p}}^{(0)}/\tau_{\mathrm{p}}(\bar{a}_{\mathrm{max}})$ obtained using the proposed formulation and FE simulations for $\sigma_{\mathrm{n}} = 400$ kPa. In this figure, $\tau_{\mathrm{p}}^{(0)}$ denotes the shear strength corresponding

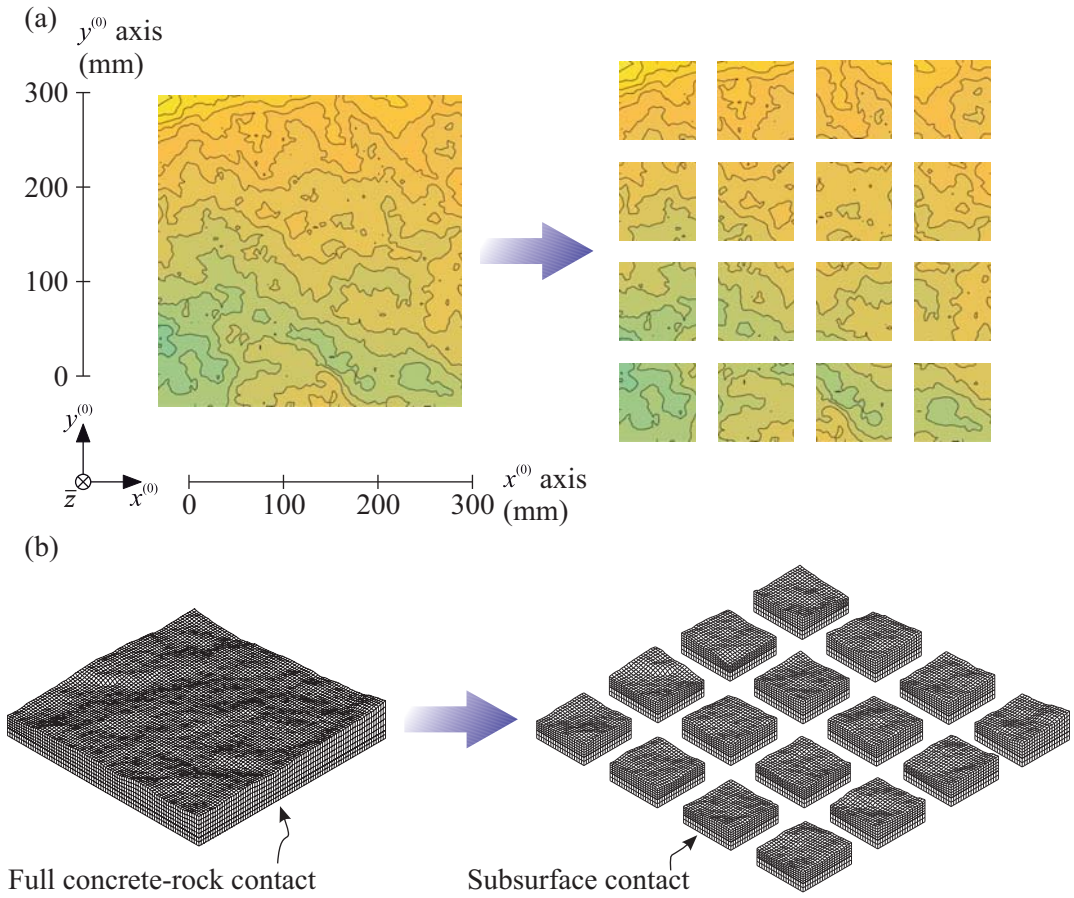



Figure 7.15 Larger concrete-rock contact LCR1 divided in 16 sub-surfaces : (a) contact geometries ; and (b) corresponding FE models.

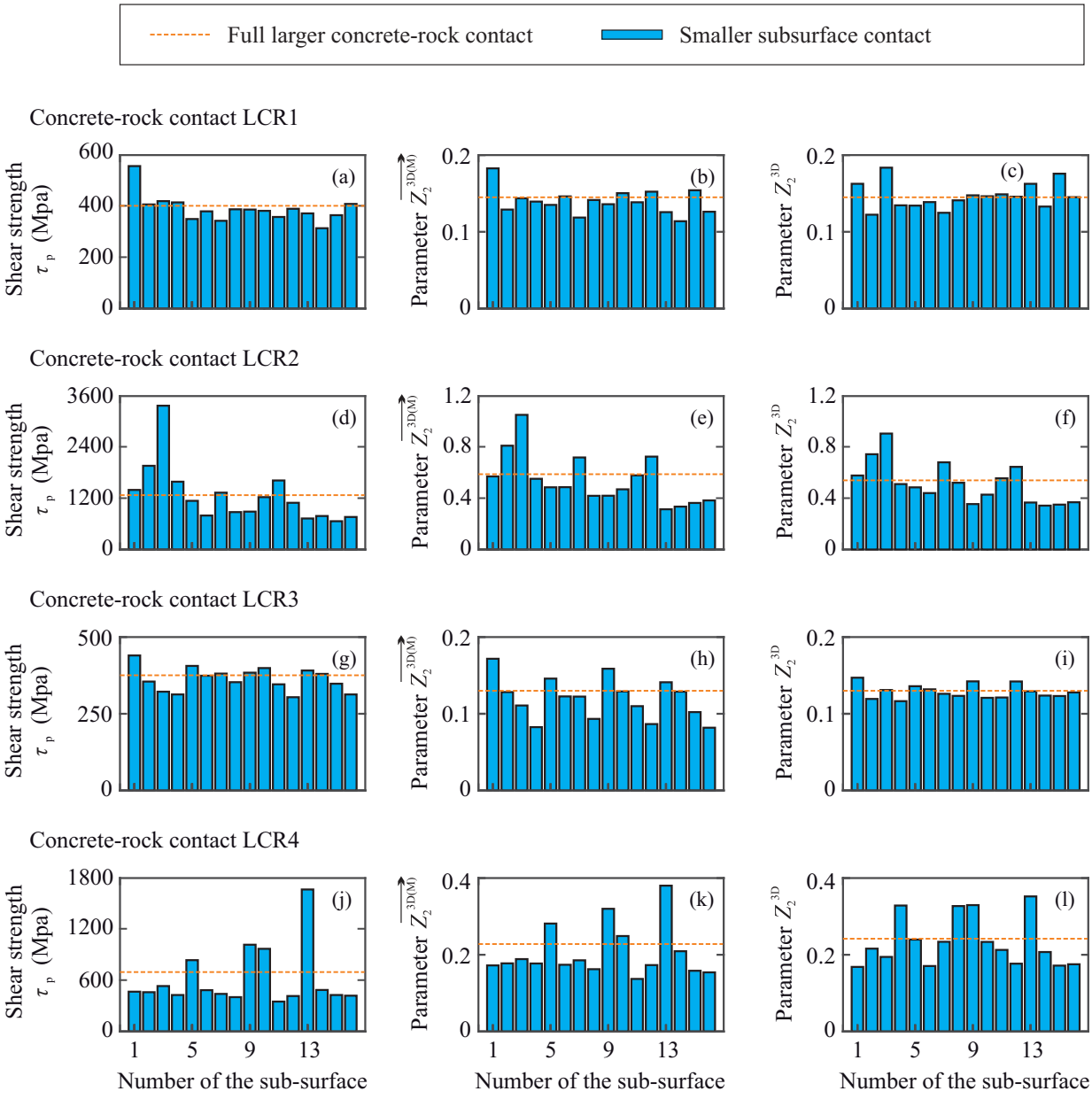



Figure 7.16 Shear strength $\tau_p$ obtained for $\sigma_n = 400$ kPa with the FEM, and roughness parameters obtained with the analytical method for the larger concrete-rock interfaces and corresponding 16 sub-surfaces : (a), (b) and (c) for contact LCR1; (d), (e) and (f) for contact LCR2; (g), (h) and (i) for contact LCR3; and (j), (k) and (l) for contact LCR4.

to a perfectly matched contact, i.e. for $\bar{a}_{\max} = 0$. A fair agreement between both approaches is generally obtained. For instance, both methods predict that : (i) the inclusion of openings does not reduce the shear strength of the contacts constructed with the two smoother surfaces LCR1 and LCR3 ; and (ii) $\tau_{\mathrm{p}}$ is substantially lower than $\tau_{\mathrm{p}}^{(0)}$ for $\bar{a}_{\max} \geqslant 10\,\mathrm{mm}$ for the contacts constructed with the two rougher surfaces LCR2 and LCR4. Therefore, variable matching conditions may affect the shear strength of concrete-rock contacts at a large scale. However, some differences are observed between the FE solutions and the analytical method for geometries LCR2 and LCR4. For example, the FEM and the proposed technique predict $\tau_{\mathrm{p}} = 0.73\tau_{\mathrm{p}}^{(0)}$ and $\tau_{\mathrm{p}} = 0.92\tau_{\mathrm{p}}^{(0)}$, respectively, for LCR2 and $\bar{a}_{\max} = 10\,\mathrm{mm}$. This disagreement probably comes from the difficulty in selecting the threshold $\bar{\eta}$, given herein by Eq. (7.5) based on empirical observations (Barton 1982). Despite these discrepancies, the proposed analytical method constitutes a practical tool to evaluate the shear strength of a rough and unmatched concrete-rock contact instead of relying solely on a subjective estimation of the effects of openings along the interface. The four scaled-down contact geometries, proportionally reduced in both length and height by a scale factor of 1/4 from LCR1, LCR2, LCR3 and LCR4, are considered next to construct FE models including artificial openings with $\bar{a}_{\max} = 2.5\,\mathrm{mm}$. Figure 7.19 compares $\tau_{\mathrm{p}}$ predicted using the FEM and the proposed formulation for the four original rectangular concrete-rock interfaces and corresponding reduced-scale geometries, with $\sigma_{\mathrm{n}} = 400$ kPa, $\bar{a}_{\max} = 0$ and $\bar{a}_{\max} = 2.5$ mm. It is seen from Fig. 7.19 (a) that the shear strength $\tau_{\mathrm{p}}$ obtained for LCR4 using either the original or reduced-scale FE models are very close, except for the lower value given by the scaled-down FE model with $\bar{a}_{\max} = 2.5$ mm, i.e. unmatched conditions. The same trend is observed from Fig. 7.19 (b) when the proposed analytical approach is applied for LCR4. This illustrates that the shear strength of a reduced-scale concrete-rock interface can be smaller than that of a larger-scale interface with the same roughness and maximum aperture $\bar{a}_{\max}$. Variable matching conditions may then induce a scale effect along a natural joints. This result emphasizes the relevance of including the maximum dimension of the contact specimen $D_{\max}$ in the determination of $\bar{\eta}$ in Eq. (7.5). The maximum differences between the shear strengths predicted by the FE solution and the proposed formulation are found for sample LCR2. These discrepancies originate from the difficulty of accurately evaluating matching conditions. Overall, the results discussed in this section confirm the significant role of joint apertures on the shear strength of concrete-rock interfaces at different scales.

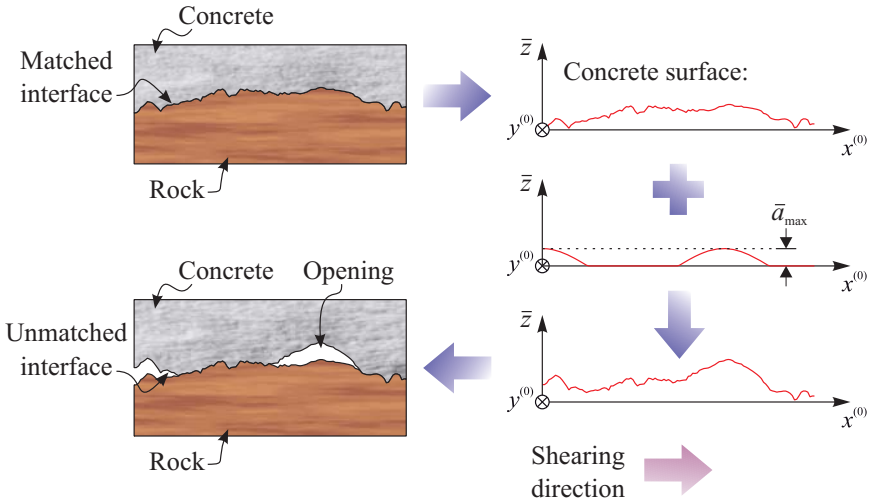



Figure 7.17 Methodology followed to construct FE models of concrete-rock contacts including artificial openings along the interface with maximal apertures $\bar{a}_{\max}$.

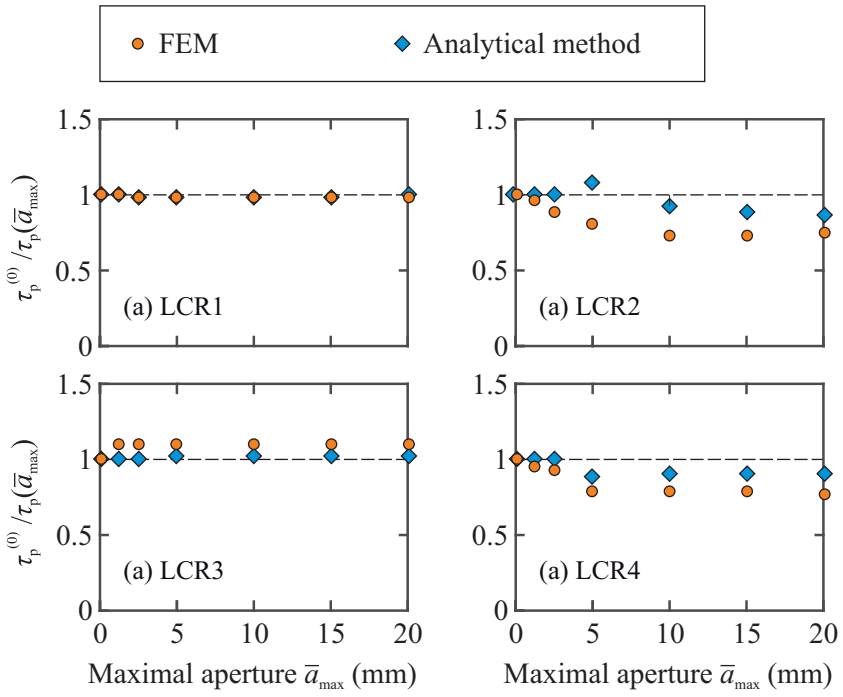



Figure 7.18 Ratio $\tau_{\mathrm{p}}^{(0)}/\tau_{\mathrm{p}}(\bar{a}_{\max})$ obtained for $\sigma_{\mathrm{n}} = 400$ kPa with the analytical method and the FEM for various maximal apertures $\bar{a}_{\max}$ for the larger concrete-rock contacts : (a) LCR1 ; (b) LCR2 ; (c) LCR3 ; and (d) LCR4.

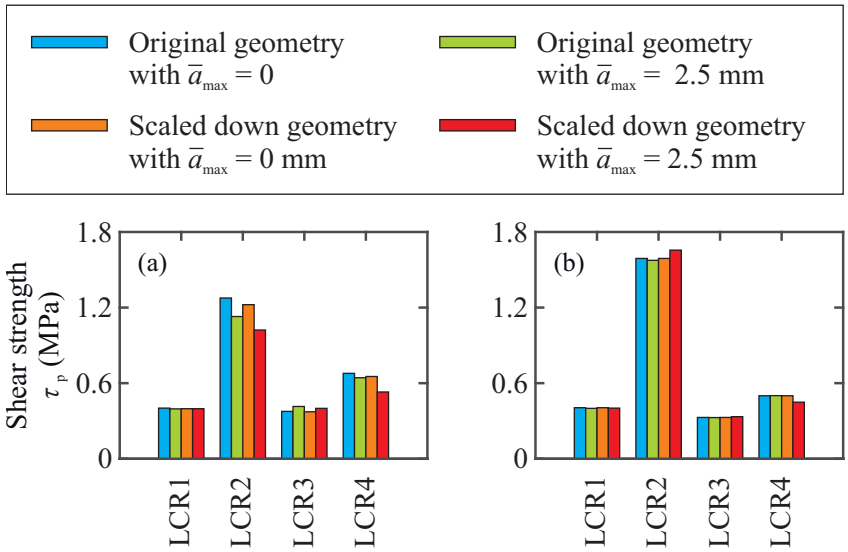



Figure 7.19 Shear strength $\tau_p$ obtained for $\sigma_n$ = 400 kPa for the 4 larger concrete-rock interfaces and the 4 corresponding scaled down contact geometries, for various matching conditions : (a) with the FEM ; and (b) the analytical method.

## 7.8 Conclusions

This paper presented an original approach to assess the shear strength of natural concrete-rock contacts while accounting for the effects of scale, roughness and matching conditions. The analytical approach proposed was related to the Mohr-Coulomb criterion to suggest values of apparent cohesion and friction angle for concrete-rock contacts at different scales. This technique was based on the experimental data obtained from direct shear testing of six small concrete-rock core specimens drilled from existing dams with diameters varying from 83 mm to 145 mm and four larger rectangular concrete-rock interfaces with side lengths comprised between 320 and 490 mm. For comparison purposes, the direct shear tests on the 10 concrete-rock contacts were simulated using nonlinear 3D finite elements programmed in ADINA. The obtained numerical and analytical results were validated against the experimental findings. Original sensitivity analyses were conducted using the proposed procedures to discuss the impact of roughness and matching conditions on the presence and nature of a scale effects along concrete-rock interfaces. The following main conclusions could be drawn :

- Significant roughness can be observed along larger concrete-rock contacts and must be accounted for to assess the shear strength along such interfaces.
- Perfectly matched 3D profiles with geometries proportional in both length and height are shown to present similar shear strengths.

- The roughness anisotropy is identified as one of the main causes of scale effects and should be accounted for when interpreting the shear strength of laboratory-scale contact specimens.
- The evaluation of the effects of matching conditions must be accounted for when assessing the shear strength of concrete-rock contacts, although such evaluation is not yet straighforward depending the type of interface.
- The shear strength of a reduced-scale unmatched concrete-rock interface can be smaller than that of a larger-scale interface with the same roughness and maximum aperture.

## 7.9 Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of the Natural Sciences and Engineering Research Council of Canada (NSERC), and Hydro-Québec. The authors would also like to thank Patrice Rivard, Danick Charbonneau and Clermont Gravel at the Rock Mechanics Laboratory of the Université de Sherbrooke for their collaboration.

## 7.10 References

ADINA. (2019). *Theory and Modeling Guide, Report ARD 06-7*, ADINA R & D Inc.

Andjelkovic, V., Pavlovic, N., Lazarevic, Z., and Nedovic, V. (2015). "Modelling of shear characteristics at the concrete–rock mass interface." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 76, 222-236.

Bahaaddini, M., Hagan, P., Mitra, R., and Hebblewhite, B. (2014). "Scale effect on the shear behaviour of rock joints based on a numerical study." *Engineering Geology*, 181, 212-223.

Bandis, S., Lumsden, A. C., and Barton, N. R. (1981). "Experimental studies of scale effects on the shear behaviour of rock joints." *International journal of rock mechanics and mining sciences and geomechanics abstracts*, 18(1), 1-21.

Barton, N., and Choubey, V. (1977). "The shear strength of rock joints in theory and practice." *Journal of Rock Mechanics*, 10(1), 1-54.

Barton, N. (1982). *Modelling rock joint behavior from in situ block tests : implications for nuclear waste repository design (Vol. 308)*. Office of Nuclear Waste Isolation, Battelle Project Management Division.

Bathe, K. J. (2006). *Finite element procedures*. K.J. Bathe, Watertown, USA.

Buzzi, O.and Casagrande, D. (2018). "A step towards the end of the scale effect conundrum when predicting the shear strength of large in situ discontinuities." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 105, 210-219.

Champagne, K. (2012). *Contribution à l'étude des paramètres de résistance au cisaillement des barrages en béton au Québec*. Master thesis, Université de Sherbrooke.

CloudCompare. (2017). EDF R&D. CloudCompare (version 2.4) [GPL Software]. http ://www.danielgm.net/cc/ (Sep. 15, 2016).

Electric Power Research Institute (EPRI). (1992). "Uplift pressures, shear strengths and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams." *EPRI TR-100345, Vol. 1*, Palo Alto, California, United States of America.

Goodman, R. E., Bro, A. *et al.* (2005). "Shear strength of a foundation with two dimensional roughness." *Alaska Rocks 2005, The 40th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS).* American Rock Mechanics Association.

Grasselli, G., and Egger, P. (2003). "Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 25-40.

Gravel, C., Moradian, Z., Fathi, A., Ballivy, G., Rivard, P., and Quirion, M. (2015). "In situ shear testing of simulated dam concrete-rock interfaces." *13th ISRM International Congress of Rock Mechanics.* International Society for Rock Mechanics.

Haberfield, C., and Seidel, J. (1999). "Some recent advances in the modelling of soft rock joints in direct shear." *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 17(3-4), 177-195.

Hencher, S., and Richards, L. (2015). "Assessing the shear strength of rock discontinuities at laboratory and field scales." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48, 883-905.

International Commission on Large Dams (ICOLD). (2004). *Sliding Safety of Existing Gravity Dams - Final Report.*

Johansson, F. (2016). "Influence of scale and matedness on the peak shear strength of fresh, unweathered rock joints." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 82, 36-47.

Krounis, A., Johansson, F., and Larsson, S. (2016). "Shear strength of partially bonded concrete-rock interfaces for application in dam stability analyses." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(7), 2711-2722.

Ladanyi, B., and Archambault, G. (1969). "Simulation of shear behavior of a jointed rock mass." *The 11th US Symposium on Rock Mechanics, American Rock Mechanics Association.* Berkeley, 105-125.

Lambert, C., and Coll, C. (2014). "Discrete modeling of rock joints with a smooth-joint contact model." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6, 1-12.

Li, Y., Oh, J., and Canbulat, I. (2017). "A fractal model for the shear behaviour of large-scale opened rock joints." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50, 67-79.

Lo, K., Lukajic, B., Wang, S., Ogawa, T., and Tsui, K. K. (1990). "Evaluation of strength parameters of concrete-rock interface for dam safety assessment." *Canadian Dam Safety Conference, Toronto, p. 71-94.*

MATLAB. (2019). The Mathworks, Inc., Natick, MA, USA.

Maerz, N.H., Franklin, J.A. (1990). "Roughness scale effect and fractal dimension". *In : Proceedings of the 1st international workshop on scale effects in rock masses.* Leon, Amsterdam, 121-5.

Maksimović, M. (1996). "The shear strength components of a rough rock joint." *International journal of rock mechanics and mining sciences and geomechanics abstracts*. 33, 769-783.

Moradian, Z., Gravel, C., Fathi, A., Ballivy, G., Rivard, P., and Quirion, M. (2013). "Developing a high capacity direct shear apparatus for the large scale laboratory testing of rock joints." *Rock Mechanics for Resources, Energy and Environment*, 315-320.

Mouzannar, H., Bost, M., Leroux, M., and Virely, D. (2017). "Experimental Study of the Shear Strength of Bonded Concrete-Rock Interfaces : Surface Morphology and Scale Effect." *Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(10), 2601-2625.

Patton, F. (1966). "Multiple modes of shear failure in rock." *First Congress of International Society of Rock Mechanics*. Lisbon, 1, 509–513.

Prassetyo, S. H., Gutiérrez, M., and Barton, N. (2017). "Nonlinear shear behavior of rock joints using a linearized implementation of the BartonÂ–Bandis model." *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(4), 671-682.

Renaud, S., Saichi, T., Bouaanani, N., Miquel, B., Quirion, M., and Rivard, P. (2019a). "Roughness effects on the shear strength of concrete and rock joints in dams based on experimental data." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, DOI :10.1007/s00603-019-01803-x.

Renaud, S., Saichi, T., Bouaanani, N., and Miquel, B. (2019b). "Numerical simulation and experimental validation of the shear behaviour of natural dam joints." *Paper submitted*.

Rousseau, B. (2010). *Comportement des interfaces fragiles des ouvrages hydroélectriques*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke et Université de Bordeaux 1.

Saiang, D., Malmgren, L., and Nordlund, E.(2005). "Laboratory tests on shotcrete-rock joints in direct shear, tension and compression." *Journal of Rock mechanics and rock engineering*, 38(4), 275-297.

Saichi, T., Renaud, S., Bouaanani, N., and Miquel, B. (2019). "Effects of rock foundation roughness on the sliding stability of concrete gravity dams based on topographic surveys." *Journal of Engineering Mechanics*, DOI :10.1061/(asce)em.1943-7889.0001604.

Seidel, J., and Haberfield, C. (2002). "Laboratory testing of concrete-rock joints in constant normal stiffness direct shear." *ASTM geotechnical testing journal*, 25(4), 391-404.

Singh, H.K. and Basu, A. (2018). Evaluation of existing criteria in estimating shear strength of natural rock discontinuities. *Journal of Engineering geology*, 232, 171-181.

Tatone, B. S., and Grasselli, G. (2013). "An investigation of discontinuity roughness scale dependency using high-resolution surface measurements." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46(4), 657-681.

Tian, H. M., Chen, W. Z., Yang, D. S., and Yang, J. P. (2015). "Experimental and numerical analysis of the shear behaviour of cemented concrete-rock joints." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48, 213-222.

Tse, R., and Cruden, D. (1979). "Estimating joint roughness coefficients." *International journal of rock mechanics and mining sciences and geomechanics abstracts*. 16, 303-307.

Ueng, T. S., Jou, Y. J., and Peng, I. H. (2010). "Scale effect on shear strength of computer-aided-manufactured joints." *Journal of GeoEngineering*, 5(2), 29-37.

Yong, R., Fu, X., Huang, M., Liang, Q. and Du, S. G. (2018a). "A rapid field measurement

method for the determination of joint roughness coefficient of large rock joint surfaces." *Ksce Journal of Civil Engineering*, 22(1), 101-109.

Yong, R., Ye, J., Li, B., and Du, S. G. (2018b). "Determining the maximum sampling interval in rock joint roughness measurements using Fourier series." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 101, 78-88.

Yong, R., Qin, J. B., Huang, M., Du, S. G., Liu, J. and Hu, G. J. (2019). "An innovative sampling method for determining the scale effect of rock joints." *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52(3), 935-946.

Zhao, J. (1997). "Joint surface matching and shear strength part B : JRC-JMC shear strength criterion." *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(2), 179-185.

# CHAPITRE 8 DISCUSSION : APPLICABILITÉ DES MÉTHODES MULTI-ÉCHELLES DÉVELOPPÉES À DES INTERFACES BARRAGE-FONDATION EXISTANTES

## 8.1 Objectifs de la discussion

Ce chapitre propose une discussion quant à l'applicabilité de la procédure d'éléments finis et de la méthode analytique multi-échelles, développées au long de cette thèse, aux cas des interfaces barrage-fondation non-liées considérées à taille réelle. Dans un premier temps, des surfaces de fondations rocheuses de barrages existants sont numérisées à grande échelle puis traitées afin de fournir de larges géométries 3D de contacts roc-béton présentant une rugosité variée et réaliste. Ces larges géométries 3D permettent alors de compléter le caractère multi-échelles des méthodes développées en apportant la troisième et plus grande échelle d'étude, i.e. correspondant à la fondation au complet d'un barrage en béton. Une analyse multi-échelles du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation est menée au moyen de la procédure d'éléments finis et de la méthode analytique. Les résultats sont ensuite examinés au regard de la variation des contraintes normales appliquées et des propriétés de rugosité, permettant ainsi de proposer des valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents employables pour des analyses de stabilité de barrages. Enfin, les larges géométries 3D de contacts roc-béton sont utilisées, au moyen de la procédure présentée par Saichi *et al.* (2019), pour construire des modèles non-linéaires de barrages-poids 2D ayant une fondation rugueuse. Les résultats issus de ces modèles permettent alors de discuter de la validité et de la pertinence de la méthode analytique pour évaluer, en pratique, la stabilité au glissement de barrages-poids soumis à divers chargements.

En résumé, les objectifs sont :

- De construire des géométries de contacts roc-béton correspondant à la fondation au complet d'un barrage en béton pour compléter le caractère multi-échelles de la procédure d'éléments finis et de la méthode analytique développées au long de cette thèse.
- De mener, au moyen des deux méthodes, une analyse multi-échelles de l'impact de la rugosité sur le comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation.
- De proposer des valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents employables pour des interfaces barrage-fondation existantes.
- De discuter de l'applicabilité de la méthode analytique pour des analyses pratiques de

stabilité au glissement de barrages-poids soumis à divers chargements.

## 8.2 Construction de contacts roc-béton à grande échelle

### 8.2.1 Surfaces de fondations rocheuses de barrages existants numérisées

Cette section se consacre à l'obtention de 4 géométries de contacts roc-béton de grandes dimensions, i.e. ayant une dimension maximale dans le sens de cisaillement $D_{\max}$ de 18 m et une largeur de 4 m, correspondant à l'échelle d'un plot de barrage. Les techniques de LiDAR et de bathymétrie sont sélectionnées pour numériser de grandes surfaces de fondations rocheuses situées proches de barrages en béton existants. Une description de ces techniques est proposée en Annexe G. Le déploiement des équipements et la réalisation des mesures sont réalisés par l'unité Auscultation des ouvrages de la direction Barrages et Infrastructures du partenaire industriel Hydro-Québec. Deux sites de barrages en béton existants D5 et D6 situés dans l'Est du Canada sont alors identifiés pour générer les 4 géométries d'interfaces barrage-fondation :

- Les surfaces des interfaces barrage-fondation DRI1 et DRI2 sont obtenues en numérisant par bathymétrie le fond rocheux du réservoir à l'amont du barrage D5, tel qu'illustré à la Figure 8.1, où pratiquement aucune sédimentation n'est observable. Le barrage D5 est situé dans la vallée de l'Outaouais, dans la province géologique de la plateforme du St Laurent, et présente une fondation en schiste argileux.
- Les surfaces des interfaces barrage-fondation DRI3 et DRI4 sont obtenues en numérisant par LiDAR la fondation rocheuse observable au sein des joints verticaux évidés situés entre les différents plots du barrage D6, tel qu'illustré à la Figure 8.2. Le barrage D6 est situé dans la province géologique du Bouclier Canadien et présente une fondation en gneiss. L'Annexe G présente en détail le processus suivi pour identifier et numériser les surfaces DRI3 et DRI4 au sein du barrage D6.

### 8.2.2 Traitement des surfaces

Un profil 3D d'une surface de fondation rocheuse consiste initialement en plusieurs nuages de points irrégulièrement espacés, lesquels peuvent inclure des redondances, du bruit et des données non pertinentes (piézomètres et bords de structures en béton numérisés). Les 4 profils 3D sont donc traités au moyen de la procédure suivante, présentée à la Figure 8.3, similaire à celle développée au Chapitre 5 :

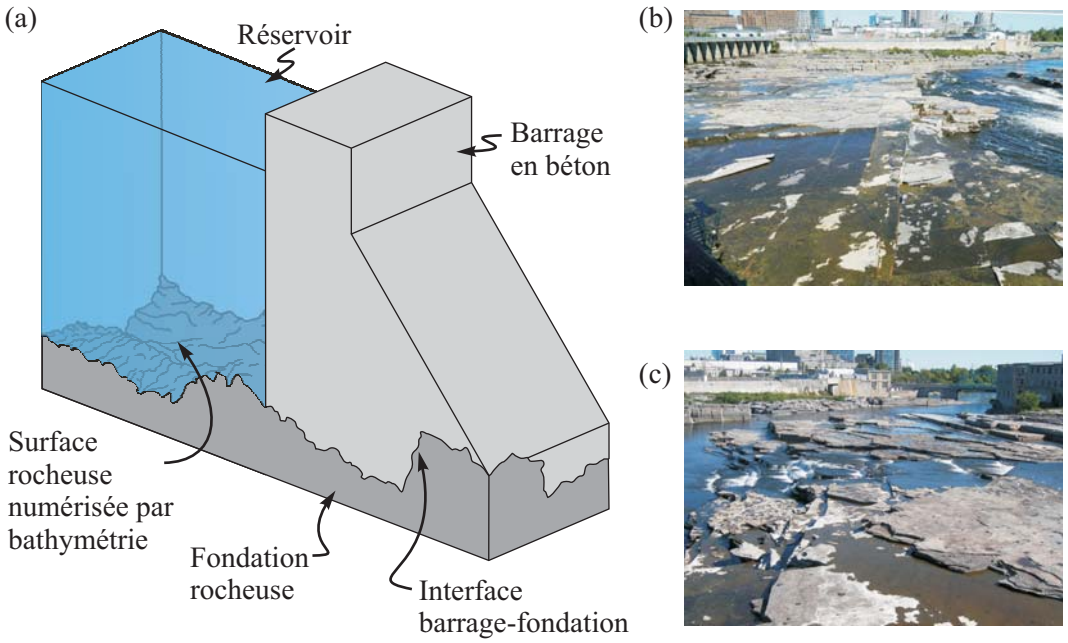



Figure 8.1 Numérisation de surfaces de fondation rocheuse par bathymétrie au sein du réservoir amont d'un barrage existant : (a) principe général ; (b) et (c) photos de la fondation.

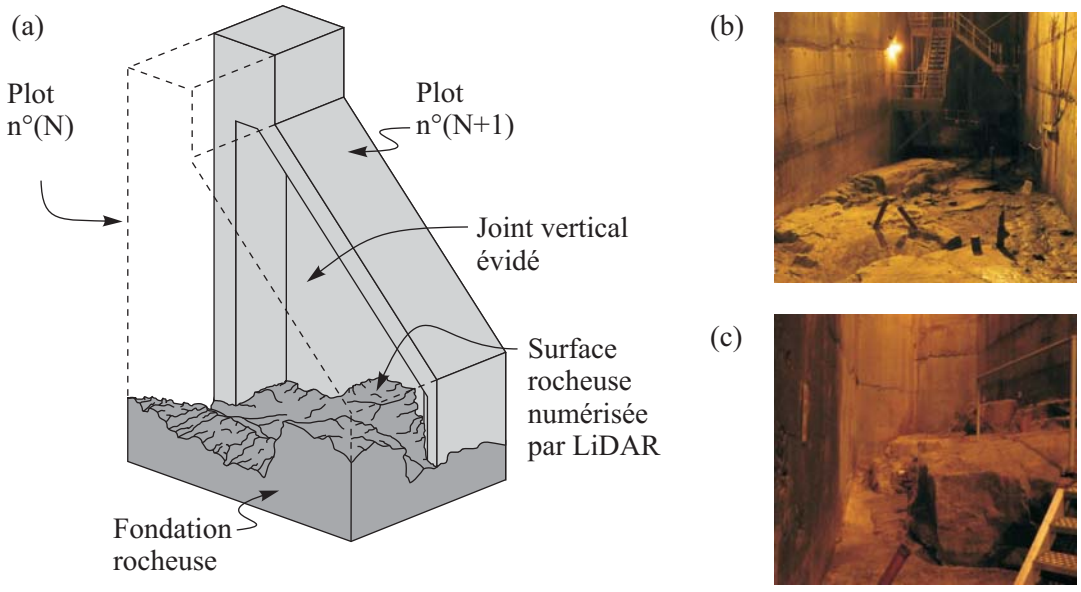



Figure 8.2 Numérisation de surfaces de fondation rocheuse par LiDAR au sein de joints verticaux évidés d'un barrage existant : (a) principe général ; (b) et (c) photos de la fondation.

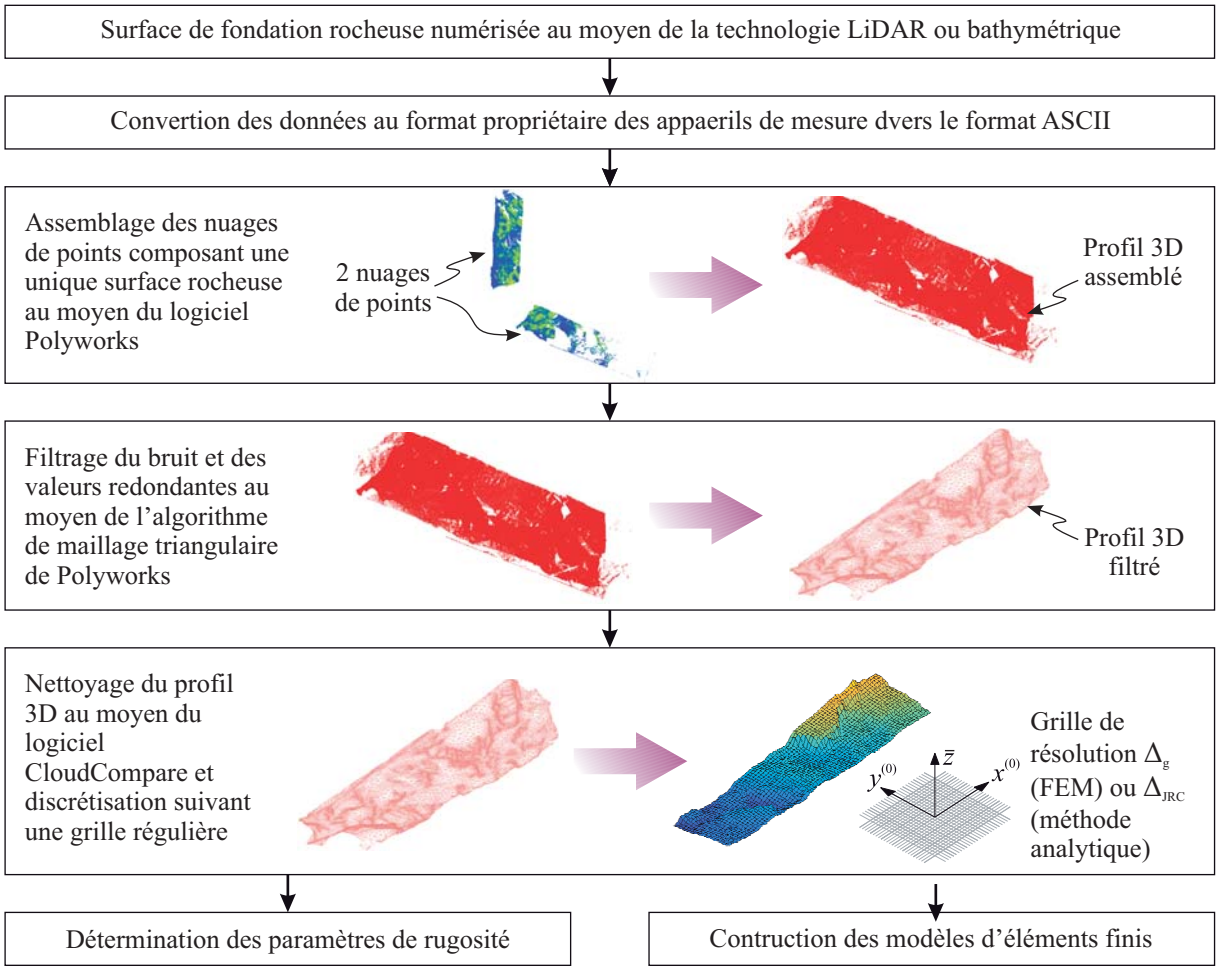



Figure 8.3 Procédure développée pour traiter les profils 3D de surfaces de fondation rocheuse de grandes dimensions.

1. Les fichiers des surfaces numérisées comportant les nuages de points sont convertis du format propriétaire des appareils de mesure de LiDAR et de bathymétrie vers le format ASCII.
2. Les nuages de points composant une unique surface rocheuse sont assemblés au moyen du logiciel Polyworks version 12.0.3 pour constituer un unique profil 3D. En effet, plusieurs stations de mesures sont employées, menant ainsi à la génération de plusieurs nuages de points. Les piézomètres et les éléments structuraux en béton constituent alors des repères pour permettre l'assemblage.
3. Les profils 3D sont maillés triangulairement au moyen d'un algorithme spécifique du logiciel Polyworks version 12.0.3 pour permettre de filtrer le bruit et de réduire considérablement la densité du nuage de points sans trop en altérer la précision, notamment en éliminant les valeurs redondantes.
4. Les profils 3D sont nettoyés une dernière fois en utilisant le logiciel CloudCompare version 2.7.0 pour éliminer les zones non pertinentes (piézomètres, éléments de structure en béton).
5. Les profils 3D sont ajustés spatialement et discrétisés, au moyen d'une routine spécialement développée sous MATLAB (2019), en une grille régulière ayant pour résolutions : $\Delta_{\mathrm{g}}$ pour construire les modèles d'éléments finis ; et $\Delta_{\mathrm{JRC}}$ pour appliquer la méthode analytique présentée au Chapitre 7. Ces grilles sont définies par le système de coordonnées cartésien et horizontal ($x^{(0)}$, $y^{(0)}$, $z$) où $x^{(0)}$ correspond à l'axe parallèle à la direction de cisaillement, $y^{(0)}$ est l'axe perpendiculaire à $x^{(0)}$, et $\bar{z}$ est l'axe vertical.

Tel que vu dans la revue de littérature, la géométrie irrégulière d'une interface barrage-fondation peut être distinguée en rugosités primaire et secondaire, correspondant respectivement aux aspérités de grande échelle et locales (Patton 1966b, Rousseau 2010, Fell *et al.* 2014). Utiliser une résolution $\Delta_{\mathrm{g}}$ tenant compte tant des aspérités primaires que secondaire pour de larges interfaces barrage-fondation mènerait à des modèles d'éléments finis de taille irréaliste. En outre, l'effet des aspérités secondaires sur la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation a déjà été étudié au moyen des modèles de contact roc-béton construits à petite et moyenne échelles aux Chapitres 6 et 7, respectivement. Aussi, seule la rugosité primaire est simulée directement en modélisant explicitement la géométrie du contact. Pour se faire, une résolution plus grossière $\Delta_{\mathrm{g}} = 0{,}2$ m est utilisée, i.e. $\Delta_{\mathrm{g}}/D_{\max} \simeq 1/100$. Le ratio $\Delta_{\mathrm{g}}/D_{\max}$ ainsi obtenu est approximativement le même que pour les modèles d'éléments finis construits à petite et moyenne échelles validés expérimentalement, dont la résolution $\Delta_{\mathrm{g}}$ est aussi sélectionnée en fonction de la dimension du contact. La résolution $\Delta_{\mathrm{JRC}}$ utili-

sée pour appliquer la méthode analytique présentée au Chapitre 7 est choisie comme étant $\Delta_{\mathrm{JRC}} = D_{\max}/200 = 0{,}09$ m, conformément à l'Eq. (7.6). La Figure 8.4 présente les 4 larges profils 3D d'interfaces barrage-fondation, disposant d'une rugosité variée et réaliste, traités pour construire les modèles d'éléments finis correspondants.

### 8.2.3 Construction des modèles d'éléments finis

Les 4 profils d'interfaces barrage-fondation sont utilisés pour construire des modèles 3D non-linéaires d'éléments finis de contacts roc-béton de grandes dimensions soumis à un essai de cisaillement direct. Celles-ci sont alors implémentées au moyen de la procédure développée et validée expérimentalement à petite et moyenne échelles aux long des Chapitres 6 et 7. Ces interfaces sont donc supposées non-liées, i.e. avec une résistance à la traction nulle, afin de pouvoir isoler et analyser l'effet de la rugosité sur la résistance en cisaillement à grande échelle.

Pour rappel, la rugosité primaire est simulée directement en modélisant explicitement la géométrie du contact. Le comportement non-linéaire à l'interface est implémenté au moyen d'éléments finis de contact qui permettent le glissement ou le soulèvement (Bathe 2006). Ces éléments de contact incluent aussi une composante frictionnelle qui peut tenir compte de l'angle de friction de base $\phi_{\mathrm{b}}$ ainsi que de l'angle de dilatance $i_{\mathrm{s}}$ dû aux aspérités secondaires. L'algorithme de contact utilisé est capable de détecter les zones de contact à mesure que le cisaillement évolue, et empêche l'inter-pénétration des segments après chaque contact.

Des éléments volumiques à 8 nœuds sont utilisés pour modéliser le béton et le roc. Durant l'essai, la résistance des matériaux peut être localement dépassée, et les aspérités au contact peuvent être partiellement cisaillées. L'élastoplasticité des matériaux situés le long du contact est donc introduite au moyen du modèle constitutif de Von-Mises (Bathe 2006). Ce modèle de plasticité est sélectionné afin de demeurer consistant vis-à-vis des modèles d'éléments finis développés et validés expérimentalement à petite et moyenne échelles, aux Chapitres 6 et 7. Cependant ce critère ne permet pas de considérer adéquatement une dégradation majeure des aspérités, et des recherches futures pourraient être menées pour implémenter un modèle non-linéaire plus perfectionné au sein des modèles d'éléments finis à grande échelle. À titre d'illustration, un exemple de profil 3D d'interface barrage-fondation implémenté au sein d'un modèle d'éléments finis est montré à la Figure 8.5.

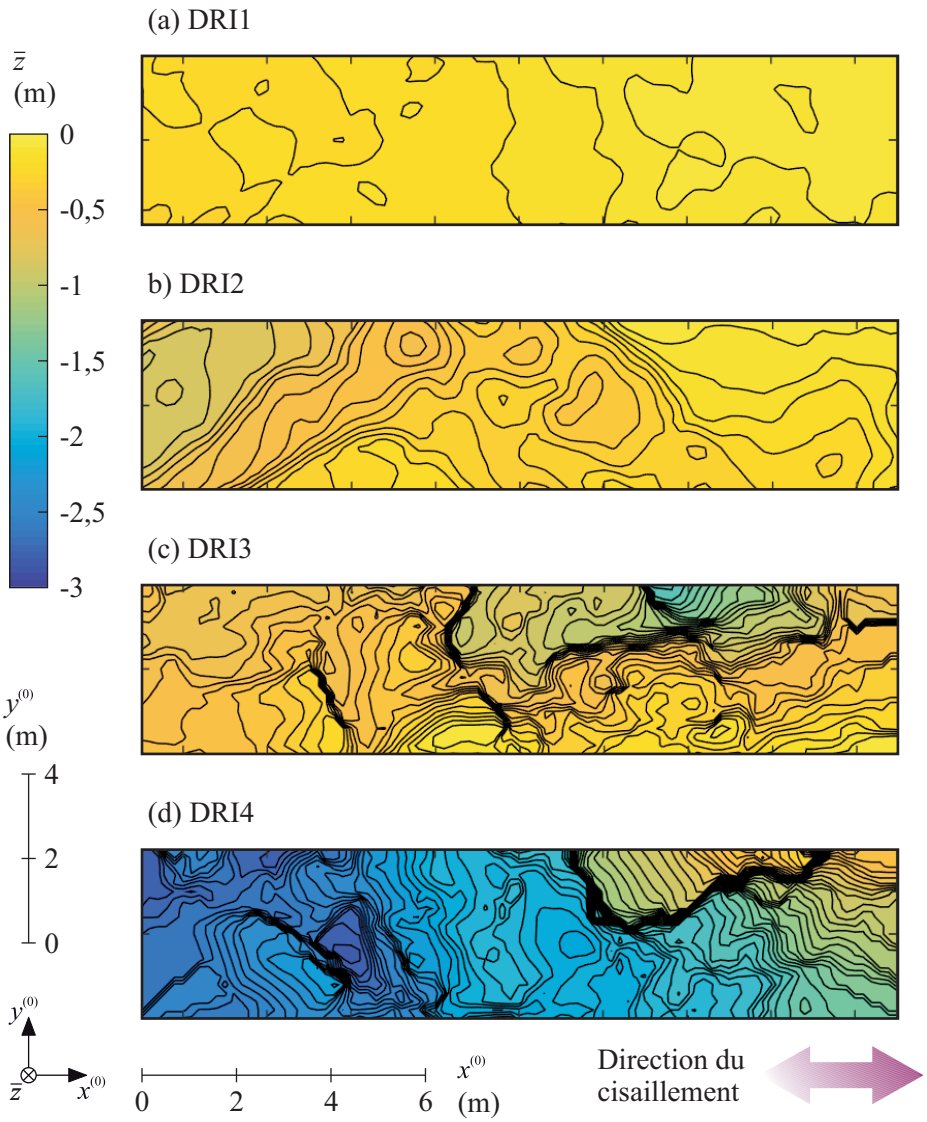



Figure 8.4 Profiles 3D d'interfaces barrage-fondation obtenus pour construire les modèles d'éléments finis : (a) DRI1 ; (b) DRI2 ; (c) DRI3 ; and (d) DRI4.

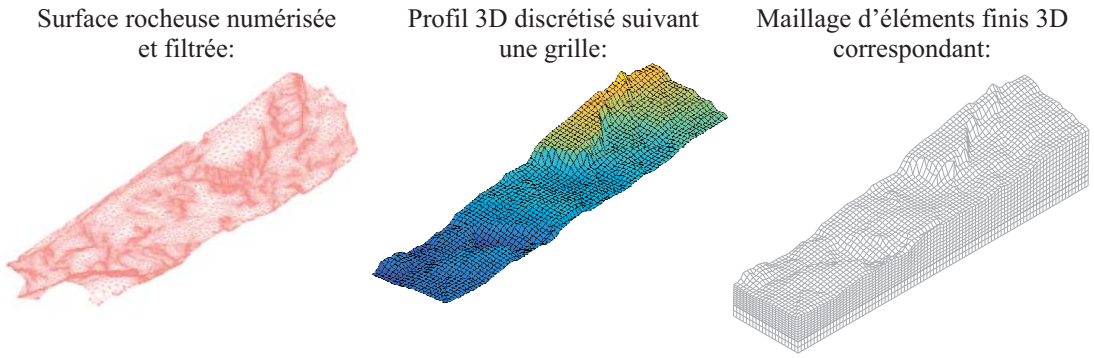



Figure 8.5 Application de la procédure pour implémenter le profil 3D d'interface barrage-fondation DRI4 au sein d'un modèle d'élément finis.

## 8.3 Analyse multi-échelles du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation

### 8.3.1 Modélisation multi-échelles

Cette section présente une analyse multi-échelles de l'impact de la rugosité sur le comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation, menée au moyen de la procédure d'éléments finis et la méthode analytique développées au long des chapitres précédents. Pour se faire, 12 contacts roc-béton, classés suivant trois niveaux d'échelles différents, sont étudiés :

- Petite échelle : les 4 contacts CR1-1, CR1-2, CR2-1 et CR2-2 sont issus de carottes de 0,083 m de diamètre, forées sur des interfaces barrage-fondation existantes. Une analyse détaillée de leur comportement en cisaillement est fournie au long des Chapitres 5 et 6.
- Moyenne échelle : les 4 contacts LCR1, LCR2, LCR3 et LCR4 sont issus d'affleurements rocheux présentant des caractéristiques géométriques et mécaniques similaires à des fondations de barrages existants. Leurs dimensions sont comprises entre $0{,}32 \times 0{,}33$ m et $0{,}49 \times 0{,}5$ m. Une analyse détaillée de leur comportement en cisaillement est fournie au long du Chapitre 7.
- Grande échelle : les 4 contacts DRI1, DRI2, DRI3 et DRI4 sont issus de fondations rocheuses numérisées proches de deux barrages en béton existants. Leurs dimensions sont de $18 \times 4$ m , correspondant à l'échelle d'un plot de barrage.

La résistance au cisaillement des 12 contacts roc-béton est alors évaluée pour trois niveaux de contraintes normales : $\sigma_{\mathrm{n}} = 125$ kPa, $\sigma_{\mathrm{n}} = 250$ kPa et $\sigma_{\mathrm{n}} = 500$ kPa. Ces niveaux de contraintes correspondent à ceux observés le long d'interfaces barrage-fondation existantes

comme démontré au Chapitre 3. La résistance des contacts est évaluée dans le cas d'un essai au cisaillement mené dans les sens direct et inverse, comme illustré à la Figure 8.6. Le Tableau 8.1 présente les dimensions maximales et les propriétés de rugosité variables des 12 contacts roc-béton pour les deux directions de cisaillement. Afin de demeurer dans l'intervalle de validité de l'Eq. (7.7), la valeur du $\overrightarrow{JRMC}$ est plafonnée à 20.

Tableau 8.1 Dimensions maximales et propriétés de rugosité des 12 contacts roc-béton étudiés suivant la direction de cisaillement.

| | | Sens direct de cisaillement | | Sens inverse de cisaillement | |
|---|---|---|---|---|---|
| Contact | $D_{\max}$ (m) | $\overrightarrow{Z_2^{3D(M)}}$ | $\overrightarrow{JRMC}$ | $\overrightarrow{Z_2^{3D(M)}}$ | $\overrightarrow{JRMC}$ |
| CR1-1 | 0,083 | 0,199 | 9,5 | 0,129 | 3,3 |
| CR1-2 | 0,083 | 0,237 | 12,1 | 0,197 | 9,4 |
| CR2-1 | 0,083 | 0,182 | 8,3 | 0,166 | 7 |
| CR2-2 | 0,083 | 0,246 | 12,6 | 0,187 | 8,7 |
| LCR1 | 0,32 | 0,188 | 8,7 | 0,206 | 9,9 |
| LCR2 | 0,492 | 0,644 | 20 | 0,543 | 20 |
| LCR3 | 0,444 | 0,15 | 5,3 | 0,144 | 4,8 |
| LCR4 | 0,488 | 0,24 | 12,1 | 0,27 | 13,7 |
| DRI1 | 18 | 0,039 | 0 | 0,029 | 0 |
| DRI2 | 18 | 0,105 | 0,4 | 0,072 | 0 |
| DRI3 | 18 | 0,233 | 11,8 | 0,484 | 20 |
| DRI4 | 18 | 0,388 | 19,1 | 0,512 | 20 |

Les propriétés mécaniques suivantes sont considérées pour l'ensemble des modèles d'éléments finis, pour le béton et le roc, respectivement : les cœfficients de Poisson $\nu^{(c)} = 0{,}2$ et $\nu^{(r)} = 0{,}3$, les masses volumiques $\rho^{(c)} = \rho^{(r)} = 2400\,\mathrm{kg/m^3}$, les modules de Young $E^{(c)} = 25\,\mathrm{GPa}$ and $E^{(r)} = 40\,\mathrm{GPa}$, et les résistances à la compression $f_c^{(c)} = f_c^{(r)} = 30\,\mathrm{MPa}$. Ces propriétés sont identiques à celles considérées aux Chapitres 6 et 7. Le logiciel d'éléments finis ADINA (2019) est utilisé pour modéliser les 12 contacts roc-bétons. Les mêmes propriétés mécaniques sont considérées pour appliquer la méthode analytique.

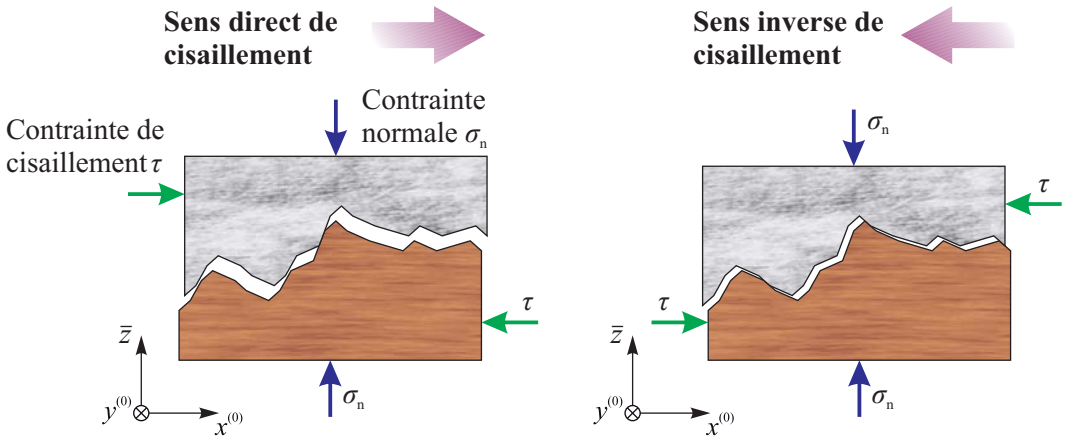



Figure 8.6 Évaluation de la résistance des contacts dans le cas d'un essai au cisaillement mené dans les sens direct ou inverse.

Un angle de friction de base $\phi_b = 30^o$ est sélectionné pour évaluer $\tau_p$ à petite et moyenne échelles au moyen de la méthode analytique. Pour rappel, $\tau_p$ est alors donné par

$$\tau_p = \sigma_n \tan\left[\phi_b + 2\,\overrightarrow{JRMC}/(1 + 10\,\sigma_n/\min(f_c^{(r)}, f_c^{(c)}))\right] \tag{8.1}$$

Cette valeur de $\phi_b$ est communément recommandée dans la littérature (Maksimović 1996, Hencher and Richard 2015) et a été expérimentalement validée au long des Chapitres 6 et 7. Cependant, le paramètre $\overrightarrow{JRMC}$ ne tient compte que de la rugosité effective, laquelle correspond aux aspérités primaires. Or, les aspérités primaires des contacts à petite échelle deviennent des aspérités secondaires des interfaces barrage-fondation de grandes dimensions. La résistance au cisaillement des contacts roc-béton à grande échelle devient donc

$$\tau_p = \sigma_n \tan\left[\phi_b + i_s + 2\,\overrightarrow{JRMC}/(1 + 10\,\sigma_n/\min(f_c^{(r)}, f_c^{(c)}))\right] \tag{8.2}$$

où $i_s$ correspond à l'angle de dilatance dû à la rugosité de petite échelle. L'angle $\phi_b + i_s$ peut être estimé à partir des angles de friction de pointe $\phi_p^{(exp)}$ expérimentalement observés pour des contacts roc-bétons de petite échelle cisaillés. On observe au Tableau 5.3 du Chapitre 5 que les six valeurs de $\phi_p^{(exp)}$ trouvées pour les six échantillons non-liés forés d'interfaces barrage-fondation dépassent 40°. Aussi, une valeur $\phi_b + i_s = 40°$, i.e. correspondant à $i_s = 10°$, est jugée appropriée pour tenir compte de l'effet de la friction de base et de la rugosité de petite échelle. De même que pour la méthode analytique, l'angle de friction inclus par les éléments finis de contact correspond à : $\phi_b = 30^o$ pour les contacts à petite et moyenne échelles ; et $\phi_b + i_s = 40°$ pour les contacts à grande échelle. Une modélisation multi-échelles du

comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation est alors complétée au moyen de la méthode analytique et de la FEM, tel qu'illustré à la Figure 8.7.

### 8.3.2 Comparaison entre la Méthode des Éléments Finis et la méthode analytique

Cette section compare les résistances au cisaillement prédites par la procédure d'éléments finis et la méthode analytique pour les 12 contacts roc-béton, afin d'investiguer l'effet de la rugosité à différentes échelles. Les Figures 8.8, 8.9 et 8.10 présentent $\tau_{\mathrm{p}}$ prédit par les analyses numériques et par les Eqs. (8.1) et (8.2) pour les contacts roc-béton à petite, moyenne et grande échelles. Une bonne correspondance est généralement obtenue entre les deux méthodes pour les contacts roc-béton de petite et moyenne échelles. Ainsi, le contact CR1-2 cisaillé en sens inverse est le seul, à petite échelle, à présenter des résistances prédites par les deux méthodes substantiellement différentes (Figure 8.8 (d)). Cependant, la correspondance observée se détériore à grande échelle. Ainsi, la méthode analytique sous-estime significativement la résistance obtenue numériquement pour les contacts DRI2 et DRI4 cisaillés en sens direct (Figures 8.10 (c) et (g)). Ceci peut provenir du paramètre $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ présentant une faible et une forte valeurs pour DRI2 et DRI4, respectivement, proches des bords de l'intervalle de validité de l'Eq. (7.7). En effet, de manière générale, la variation de la valeur de $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ reflète assez bien la variation de l'effet de la rugosité observée numériquement sur $\tau_{\mathrm{p}}$. Revisiter l'Eq. (7.7) reliant les paramètres $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ et $\overrightarrow{JRMC}$ pourrait permettre d'améliorer la précision des prédictions analytiques. En outre, l'Eq. (7.6) définissant $\Delta_{JRMC}$ pourrait aussi être affinée afin de mieux saisir la géométrie des aspérités à grande échelle. Malgré ces imprécisions, la méthode analytique, plus facile d'application que la procédure d'éléments finis, peut être utilisée de manière pratique pour évaluer $\tau_{\mathrm{p}}$ tout en tenant compte de l'effet majeur de la rugosité et des conditions d'emboitement le long des interfaces barrage-fondation.

Par ailleurs, les résultats présentés aux Figures 8.8, 8.9 et 8.10 permettent de démontrer l'importance de la direction de cisaillement sur la résistance des contacts roc-béton, quel que soit l'échelle. Ainsi, les deux méthodes prédisent des valeurs de $\tau_{\mathrm{p}}$ substantiellement différentes suivant le sens de cisaillement direct ou inverse pour les contacts CR1-1, CR2-2 et DRI3, ce qui illustre bien l'importance de la rugosité. Enfin, les couples $(\sigma_{\mathrm{n}}, \tau_{\mathrm{p}})$ déterminés numériquement ne sont pas toujours alignés avec l'origine, tels pour les contacts CR1-2, LCR2, LCR4, DRI3 et DRI4. Ceci démontre la pertinence de caractériser la résistance au cisaillement des contacts roc-béton au moyen d'un critère non-linéaire comme celui présenté aux Eqs. (8.1) et (8.2). Ces équations peuvent alors être simplifiées en un critère M-C équivalent utilisant une cohésion

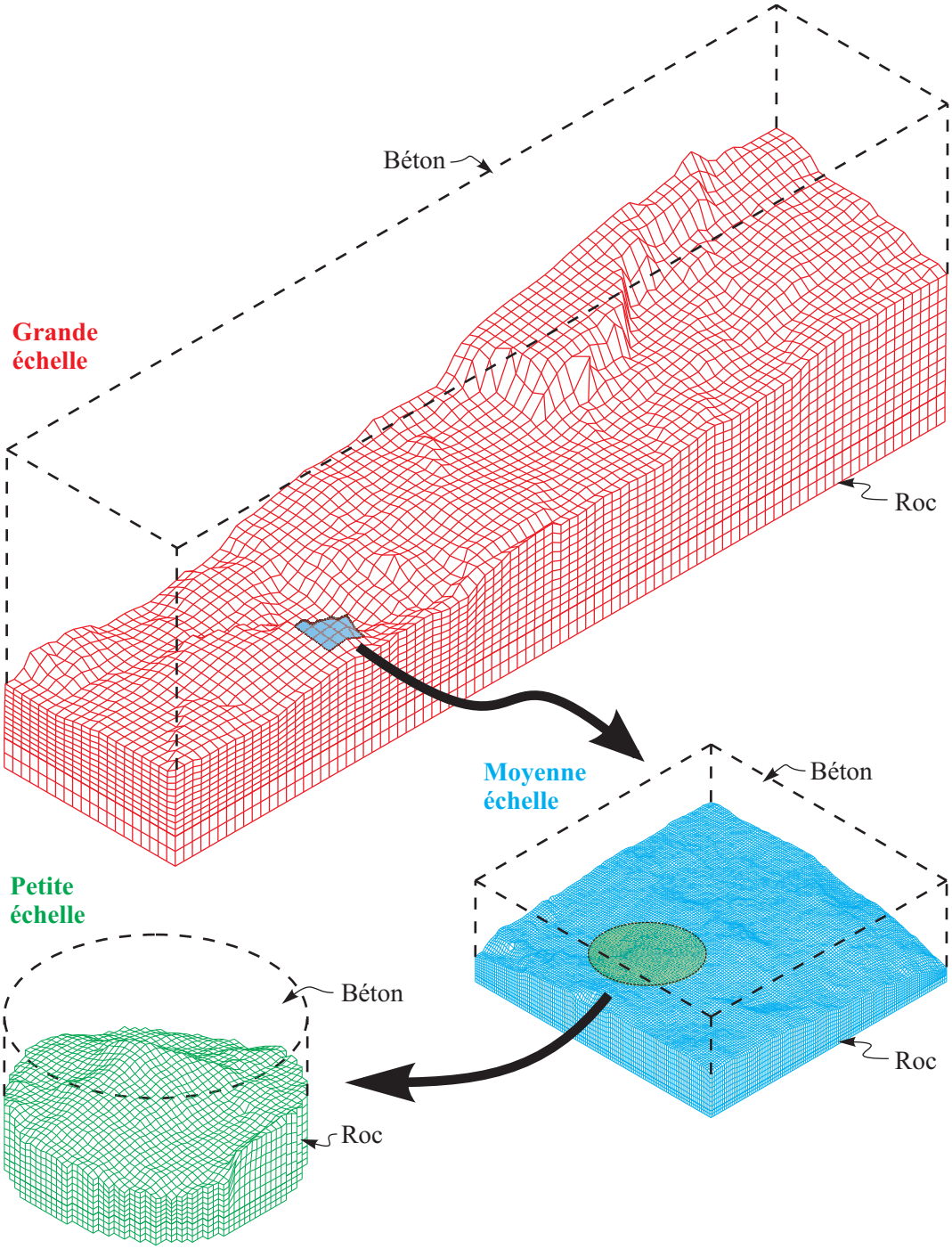



Figure 8.7 Exemple de modèles d'éléments finis construits de contacts roc-béton cisaillés, suivant les trois niveaux d'échelles étudiés : (a) grande échelle, i.e. correspondant à la fondation au complet du barrage en béton ; (b) moyenne échelle, i.e. correspondant à une surface d'environ 0,5 m par 0,5 m ; et (c) petite échelle, i.e. correspondant à une dimension d'une éprouvette cisaillée dont le diamètre varie de 0,083 à 0,145 m.

$\tilde{c}$ et un angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents.

### 8.3.3 Évaluation multi-échelles de la cohésion apparente

La procédure d'éléments finis et la méthode analytique sont ici utilisées afin de proposer des valeurs de cohésion $\tilde{c}$ et d'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents employables pour des interfaces barrage-fondation existantes. Comme vu au Chapitre 7, le critère non-linéaire sur lequel se base la méthode analytique peut être simplifié en un critère M-C équivalent défini par $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ au moyen des Eqs. (7.15) et (7.16). Cependant, ces équations fournissent $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ pour une valeur spécifique de $\sigma_{\mathrm{n}}$, et ne peuvent donc pas être utilisées directement lorsqu'un large intervalle de contraintes normales $[\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{min})}, \sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{max})}]$ est considéré. Ainsi, ici, $\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{min})} = 125$ kPa et $\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{max})} = 500$ kPa. Pour déterminer $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$, l'égalité suivante est considérée :

$$\int_{\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{min})}}^{\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{max})}} \left[\tilde{c} + \sigma_{\mathrm{n}} \tan\left(\tilde{\phi}\right)\right] \mathrm{d}\sigma_{\mathrm{n}} = \int_{\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{min})}}^{\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{max})}} \left[\sigma_{\mathrm{n}} \tan\left[\phi_{\mathrm{b}} + i_{\mathrm{s}} + 2\,\overrightarrow{JRMC}/(1 + 10\,\sigma_{\mathrm{n}}/\min(f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}, f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}))\right]\right] \mathrm{d}\sigma_{\mathrm{n}} \quad (8.3)$$

où $i_{\mathrm{s}} = 0$ pour les contacts roc-béton de petite et moyenne échelles, et $i_{\mathrm{s}} = 10^o$ pour les contacts roc-béton de grande échelle. En considérant que $\tilde{\phi}$ est déterminé au moyen de l'Eq. (7.15) avec $\sigma_{\mathrm{n}} = (\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{min})} + \sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{max})})/2$, l'Eq. (8.3) peut être simplifiée pour calculer $\tilde{c}$ comme étant

$$\tilde{c} = \frac{1}{\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{max})} - \sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{min})}} \left\{ \int_{\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{min})}}^{\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{max})}} \left[\sigma_{\mathrm{n}} \tan\left[\phi_{\mathrm{b}} + i_{\mathrm{s}} + 2\,\overrightarrow{JRMC}/(1 + 10\,\sigma_{\mathrm{n}}/\min(f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}, f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}))\right]\right] \mathrm{d}\sigma_{\mathrm{n}} + \tan(\tilde{\phi})({\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{min})}}^2 - {\sigma_{\mathrm{n}}^{(\mathrm{max})}}^2)/2 \right\} \quad (8.4)$$

Les Figures 8.8, 8.9 et 8.10 présentent alors les droites du critère M-C utilisant les valeurs de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ obtenus par les Eqs. (7.15) et (8.4), pour les contacts roc-béton à petite, moyenne et grande échelles, respectivement.

La cohésion $\tilde{c}$ et l'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents sont aussi déterminés au moyen des analyses d'éléments finis en effectuant une régression linéaire avec les couples $(\sigma_{\mathrm{n}}, \tau_{\mathrm{p}})$ déterminés numériquement pour chaque contact, pour une direction de cisaillement donnée. Les Figures 8.8, 8.9 et 8.10 montrent alors qu'une bonne concordance est obtenue entre les droites utilisant les valeurs de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ calculées analytiquement et numériquement lorsque les valeurs de $\tau_{\mathrm{p}}$ prédites par la MEF et les Eqs. (8.1) et (8.2) sont proches. Ceci démontre la validité

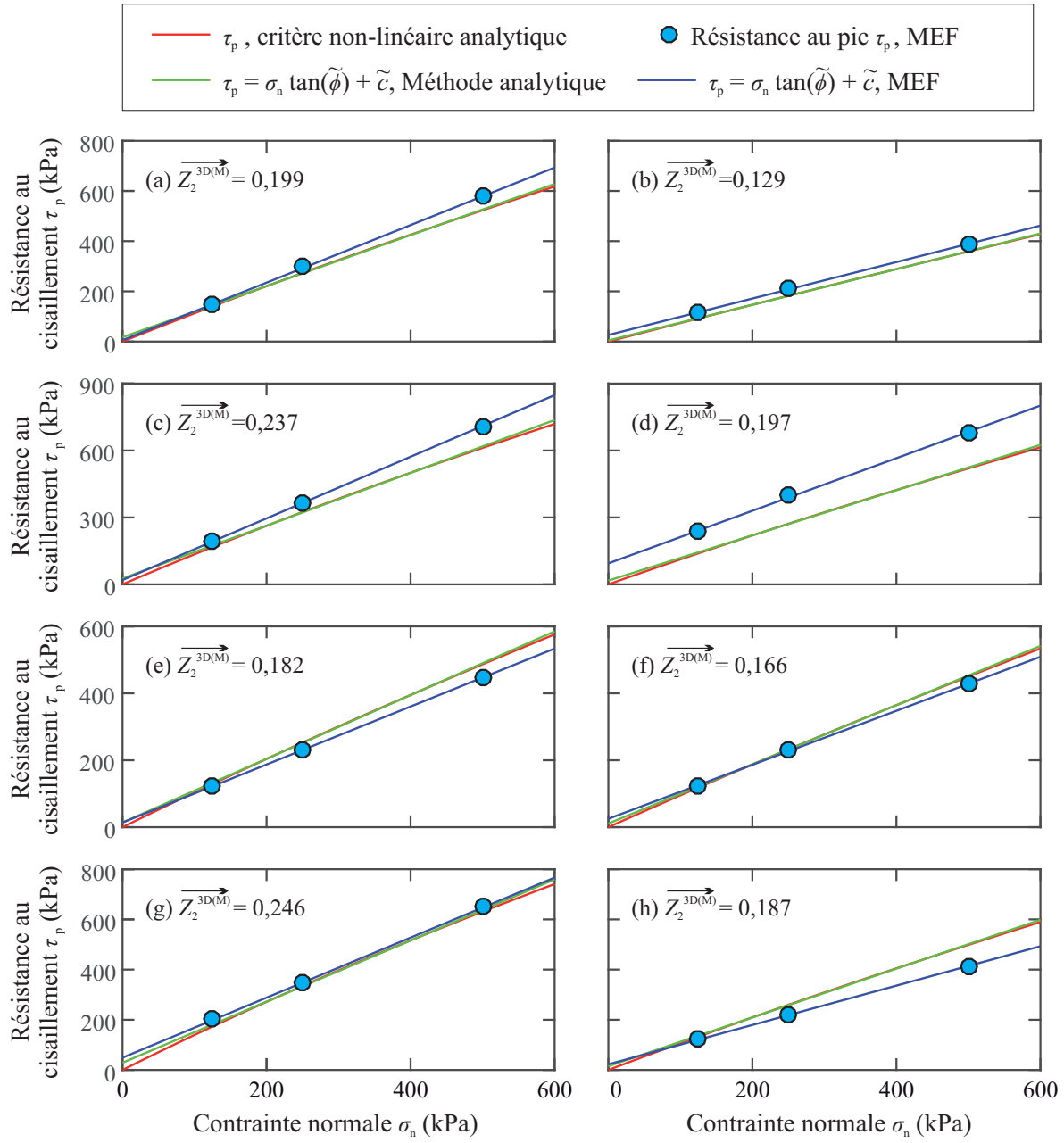



Figure 8.8 Résistance $\tau_p$ prédite, pour les contacts roc-béton à petite échelle, par les analyses d'éléments finis, la méthode analytique et les deux équations simplifiées correspondantes utilisant $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$, dans les sens direct et inverse de cisaillement : (a) et (b) contact CR1-1 ; (c) et (d) contact CR1-2 ; (e) et (f) contact CR2-1 ; et (g) et (h) contact CR2-2.

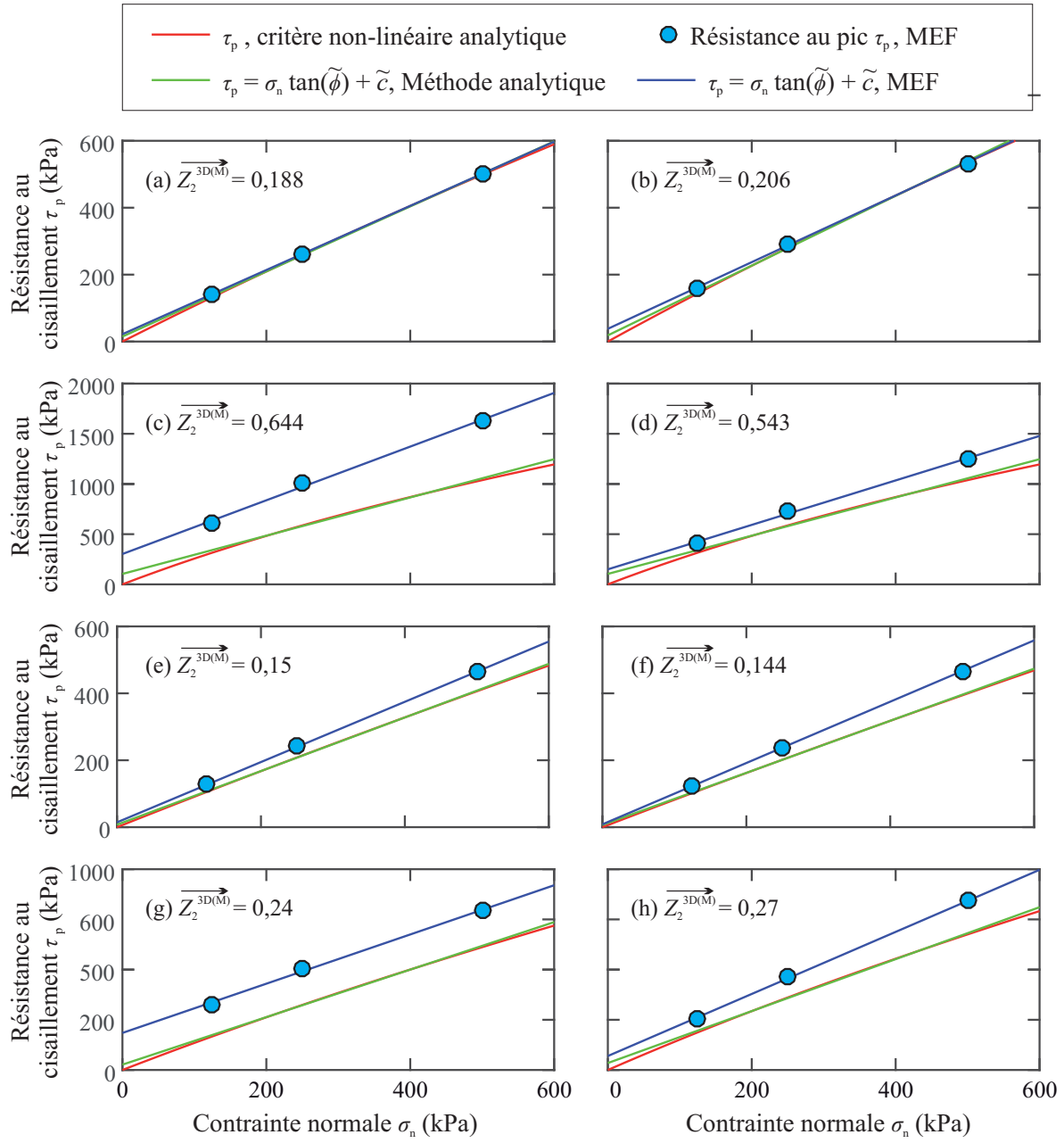



Figure 8.9 Résistance $\tau_p$ prédite, pour les contacts roc-béton à moyenne échelle, par les analyses d'éléments finis, la méthode analytique et les deux équations simplifiées correspondantes utilisant $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$, dans les sens direct et inverse de cisaillement : (a) et (b) contact LCR1 ; (c) et (d) contact LCR2 ; (e) et (f) contact LCR3 ; et (g) et (h) contact LCR4.

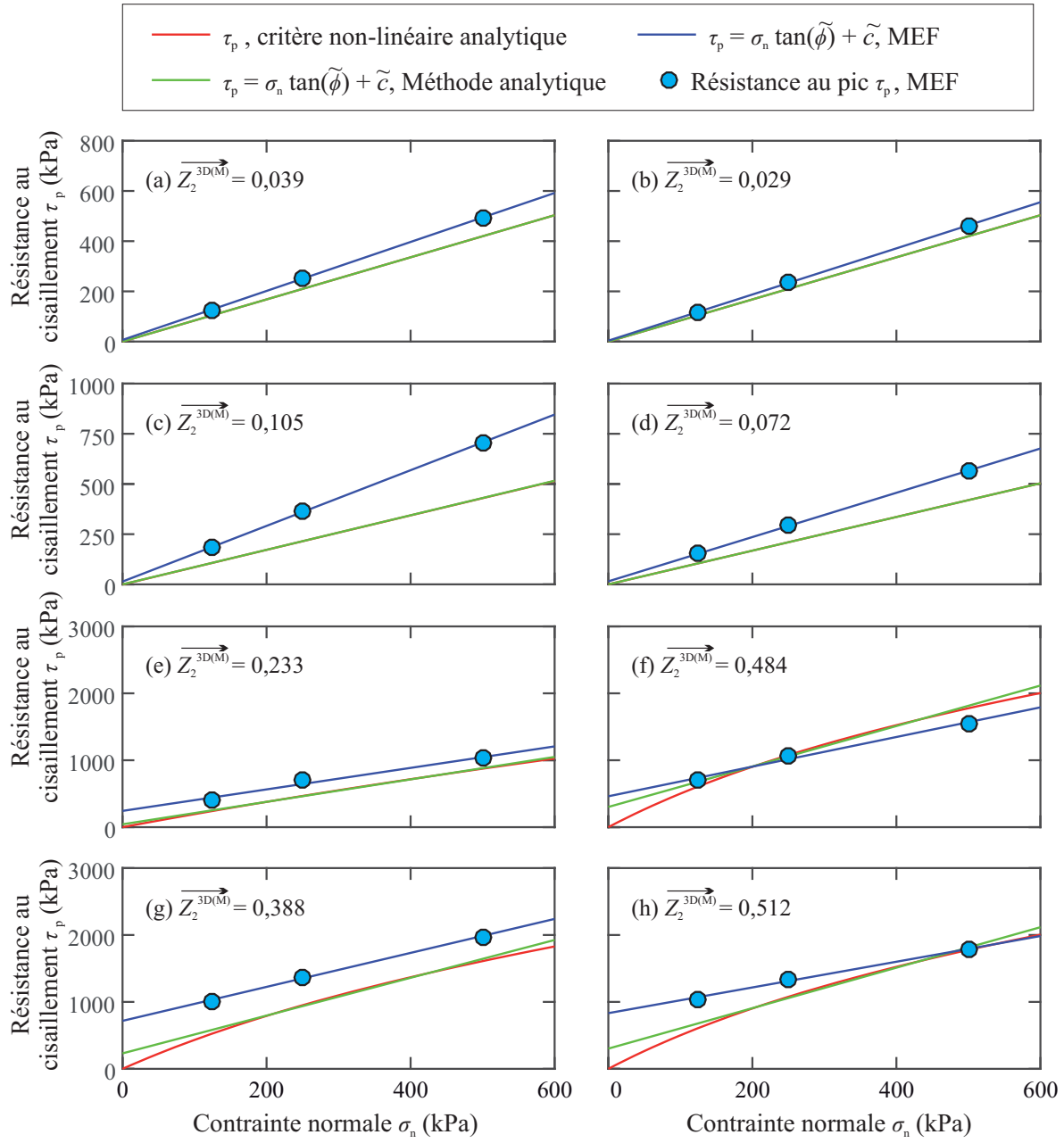



Figure 8.10 Résistance $\tau_p$ prédite, pour les contacts roc-béton à grande échelle, par les analyses d'éléments finis, la méthode analytique et les deux équations simplifiées correspondantes utilisant $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$, dans les sens direct et inverse de cisaillement : (a) et (b) contact DRI1 ; (c) et (d) contact DRI2 ; (e) et (f) contact DRI3 ; et (g) et (h) contact DRI4.

des solutions proposées pour déterminer $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$.

Les Tableaux 8.2 et 8.3 indiquent les différentes valeurs de cohésion $\tilde{c}$ et d'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents obtenus analytiquement et numériquement, respectivement. Tout d'abord, on remarque que les deux méthodes fournissent des ordres de grandeur de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ très similaires, lesquels varient fortement en fonction de l'échelle d'étude et de la rugosité. Par ailleurs, quel que soit l'échelle et la méthode utilisée, $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ augmentent conjointement avec une plus forte rugosité. Ainsi, au Tableau 8.3, dans le sens direct de cisaillement, pour LCR1 correspondant à $\overrightarrow{JRMC} = 8{,}7$, LCR4 correspondant à $\overrightarrow{JRMC} = 12{,}1$, et LCR2 correspondant à $\overrightarrow{JRMC} = 20$, on obtient, respectivement, $\tilde{c} = 22$ kPa et $\tilde{\phi} = 43{,}8^{o}$, $\tilde{c} = 184{,}5$ kPa et $\tilde{\phi} = 50{,}8^{o}$, et $\tilde{c} = 302{,}5$ kPa et $\tilde{\phi} = 69{,}5^{o}$. Les analyses d'éléments finis démontrent bien la corrélation identifiée par la méthode analytique entre la cohésion $\tilde{c}$ et d'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents. On remarque par ailleurs que la méthode analytique permet d'obtenir des valeurs de cohésion apparente inférieures, i.e. plus conservatrices, que celles obtenues par la MEF.

Tableau 8.2 Valeurs de cohésions et d'angles de friction apparents évalués pour chaque contact roc-béton dans les deux sens de cisaillement au moyen de la méthode analytique.

| | | Sens direct de cisaillement | | Sens inverse de cisaillement | |
|---|---|---|---|---|---|
| Contact | $D_{\max}$ (m) | $\tilde{c}$ (kPa) | $\tilde{\phi}$ | $\tilde{c}$ (kPa) | $\tilde{\phi}$ |
| CR1-1 | 0,083 | 17,2 | 45,5$^{o}$ | 4,2 | 35,4$^{o}$ |
| CR1-2 | 0,083 | 26,6 | 49,8$^{o}$ | 16,9 | 45,4$^{o}$ |
| CR2-1 | 0,083 | 13,8 | 43,6$^{o}$ | 10,8 | 41,5$^{o}$ |
| CR2-2 | 0,083 | 28,8 | 50,6$^{o}$ | 14,9 | 44,2$^{o}$ |
| LCR1 | 0,32 | 14,9 | 44,2$^{o}$ | 18,4 | 46,2$^{o}$ |
| LCR2 | 0,492 | 104 | 62,3$^{o}$ | 104 | 62,3$^{o}$ |
| LCR3 | 0,444 | 7,4 | 38,7$^{o}$ | 6,6 | 37,9$^{o}$ |
| LCR4 | 0,488 | 26,6 | 49,8$^{o}$ | 34,5 | 52,3$^{o}$ |
| DRI1 | 18 | 0 | 40$^{o}$ | 0 | 40$^{o}$ |
| DRI2 | 18 | 0,6 | 40,7$^{o}$ | 0 | 40$^{o}$ |
| DRI3 | 18 | 43 | 59,2$^{o}$ | 302 | 71,7$^{o}$ |
| DRI4 | 18 | 231 | 70,5$^{o}$ | 302 | 71,7$^{o}$ |

Tableau 8.3 Valeurs de cohésions et d'angles de friction apparents évalués pour chaque contact roc-béton dans les deux sens de cisaillement au moyen des analyses d'éléments finis.

| | | Sens direct de cisaillement | | Sens inverse de cisaillement | |
|---|---|---|---|---|---|
| Contact | $D_{\max}$ (m) | $\tilde{c}$ (kPa) | $\tilde{\phi}$ | $\tilde{c}$ (kPa) | $\tilde{\phi}$ |
| CR1-1 | 0,083 | 5,5 | 48,9º | 26 | 36º |
| CR1-2 | 0,083 | 19,5 | 54,1º | 94 | 49,7º |
| CR2-1 | 0,083 | 14 | 40,9º | 25 | 38,9º |
| CR2-2 | 0,083 | 49 | 50,1º | 22,5 | 38,1º |
| LCR1 | 0,32 | 22 | 43,8º | 38 | 44,9º |
| LCR2 | 0,492 | 302,5 | 69,5º | 149,5 | 65,7º |
| LCR3 | 0,444 | 14,5 | 42º | 8,5 | 42,5º |
| LCR4 | 0,488 | 184,5 | 50,8º | 69,5 | 57,1º |
| DRI1 | 18 | 6,5 | 44,3º | 3,5 | 42,6º |
| DRI2 | 18 | 14,5 | 54,2º | 15 | 47,8º |
| DRI3 | 18 | 243 | 58,1º | 461,5 | 65,7º |
| DRI4 | 18 | 717 | 68,5º | 832 | 62,5º |

Enfin, les deux méthodes permettent d'identifier deux comportements en cisaillement différents pour les interfaces barrage-fondation de grande dimension en fonction des valeurs de cohésion apparente obtenue :

- Les deux interfaces peu rugueuses DRI1 et DRI2 présentent une cohésion apparente très faible ne dépassant pas 20 kPa. Ceci indique que leur résistance au cisaillement sera essentiellement contrôlée par la rugosité secondaire ici modélisée par $\phi_\mathrm{b} + i_\mathrm{s}$. Il serait donc intéressant d'évaluer, au long de travaux futurs, si la cohésion apparente obtenue à petite échelle impacte le comportement des interfaces peu rugueuses à grande échelle.
- Les deux interfaces assez rugueuses DRI3 et DRI4 présentent une cohésion apparente pouvant dépasser 400 kPa. Ceci indique que leur résistance au cisaillement est substantiellement contrôlée par leur rugosité primaire. La cohésion apparente obtenue à petite échelle ne dépassant pas 100 kPa, elle peut être négligée. L'effet de la rugosité secondaire sur la résistance au cisaillement des interfaces de grande échelle peut être modélisée comme étant purement frictionnel.

Il est alors pertinent de souligner la nécessité de mener des études expérimentales futures afin de : (i) valider le rôle de la rugosité primaire sur le comportement en cisaillement de grands contacts roc-béton ; et (ii) de quantifier adéquatement la friction due à la rugosité secondaire, i.e. correspondant aux aspérités locales hautes de quelques millimètres.

### 8.3.4 Impact de la cohésion apparente sur la stabilité de barrages

L'impact de la cohésion $\tilde{c}$ et de l'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents sur la stabilité au glissement des barrages-poids est, ici, évaluée en utilisant trois plots de barrages typiques : $\mathrm{D}^{(\mathrm{A})}$, $\mathrm{D}^{(\mathrm{B})}$ et $\mathrm{D}^{(\mathrm{C})}$. Ces plots sont présentés à la Figure 8.11 (a), (b) et (c), et ont pour hauteur 24,4 m, 35 m et 62,75 m, respectivement. Les différentes valeurs de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ sont estimées au moyen des Eqs. (7.15) et (8.4) en se basant sur les valeurs de $\overrightarrow{JRMC}$ obtenues pour les 4 contacts roc-béton de grandes dimensions dans le sens direct de cisaillement, avec $\phi_\mathrm{b} + i_\mathrm{s} = 40^\mathrm{o}$. Le facteur de sécurité au glissement $SSF_\mathrm{AM}$ est alors déterminé pour les trois interfaces barrage-fondation présentées à la Figure 8.11 en considérant le poids du barrage, les sous-pressions et les pressions hydrostatiques, au moyen de la GM, avec le logiciel CADAM3D (2019). Le critère M-C est employé par la GM avec les valeurs calculées de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$, lesquelles permettent de considérer efficacement l'impact de la rugosité tout en tenant compte d'un possible effet d'échelle sur $SSF_\mathrm{AM}$. Il est important de noter que cette méthode considère une distribution linéaire des contraintes normales entre les extrémités des interfaces barrage-fondation où se trouvent $\sigma_\mathrm{n}^{(\mathrm{min})}$ et $\sigma_\mathrm{n}^{(\mathrm{max})}$. Un drain, dont la galerie correspondante est située à 3 m de la face

amont et 2 m au-dessus de l'interface barrage-fondation, est considéré avec une efficacité de 66,6%. Les propriétés mécaniques suivantes sont considérées pour le béton des barrages et le roc de leur fondation, respectivement : les masses volumiques $\rho^{(c)} = \rho^{(r)} = 2400\,\mathrm{kg/m^3}$, et les résistances à la compression $f_c^{(c)} = f_c^{(r)} = 30\,\mathrm{MPa}$. Les contraintes normales minimales $\sigma_n^{(min)}$ et maximales $\sigma_n^{(max)}$ observées le long des 3 interfaces barrage-fondation sont de : 190 kPa et 388 kPa pour le barrage $\mathrm{D}^{(A)}$ ; 301 kPa et 436 kPa pour le barrage $\mathrm{D}^{(B)}$ ; et 360 kPa et 909 kPa pour le barrage $\mathrm{D}^{(C)}$.

Les Tableaux 8.4, 8.5 et 8.6 présentent, pour respectivement les barrages $\mathrm{D}^{(A)}$, $\mathrm{D}^{(B)}$ et $\mathrm{D}^{(C)}$, les valeurs de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ obtenues avec la méthode analytique pour les 4 profils 3D d'interface barrage-fondation, ainsi que les $SSF_{\mathrm{AM}}$ correspondants. On observe alors que plus $\overrightarrow{JRMC}$ est élevé, plus $SSF_{\mathrm{AM}}$ augmente. Ces résultats illustrent la pertinence de l'emploi de la cohésion $\tilde{c}$ et l'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents, lesquels peuvent être déterminés au moyen de la méthode analytique, pour mener des analyses pratiques de stabilité de barrage en tenant compte de la rugosité à grande échelle. Par ailleurs, les valeurs de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ calculées au sein des Tableaux 8.4, 8.5 et 8.6 varient en fonction de la hauteur du barrage considéré. Cette observation souligne l'importance, pour la détermination de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$, de considérer le niveau de contraintes normales le long des interfaces barrage-fondation, lequel dépend des conditions de chargement. Enfin, il est intéressant de noter que ces valeurs de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ peuvent aussi être incluses au sein de modèles d'éléments finis non-linéaires de systèmes barrage-fondation au moyen des TECs proposés au Chapitre 4.

Tableau 8.4 Valeurs de cohésion $\tilde{c}$ et l'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents, et facteur de sécurité au glissement correspondant $SSF_{\mathrm{AM}}$, déterminés pour l'interface barrage-fondation du plot $\mathrm{D}^{(A)}$.

| Interface barrage-fondation | $\overrightarrow{JRMC}$ | $\tilde{c}$ (kPa) | $\tilde{\phi}$ | $SSF_{\mathrm{AM}}$ |
|---|---|---|---|---|
| DRI1 | 0 | 0 | 40° | 1,74 |
| DRI2 | 0,4 | 0,5 | 40,7° | 1,78 |
| DRI3 | 11,8 | 40,6 | 59,5° | 3,81 |
| DRI4 | 19,1 | 219,6 | 71° | 7,58 |

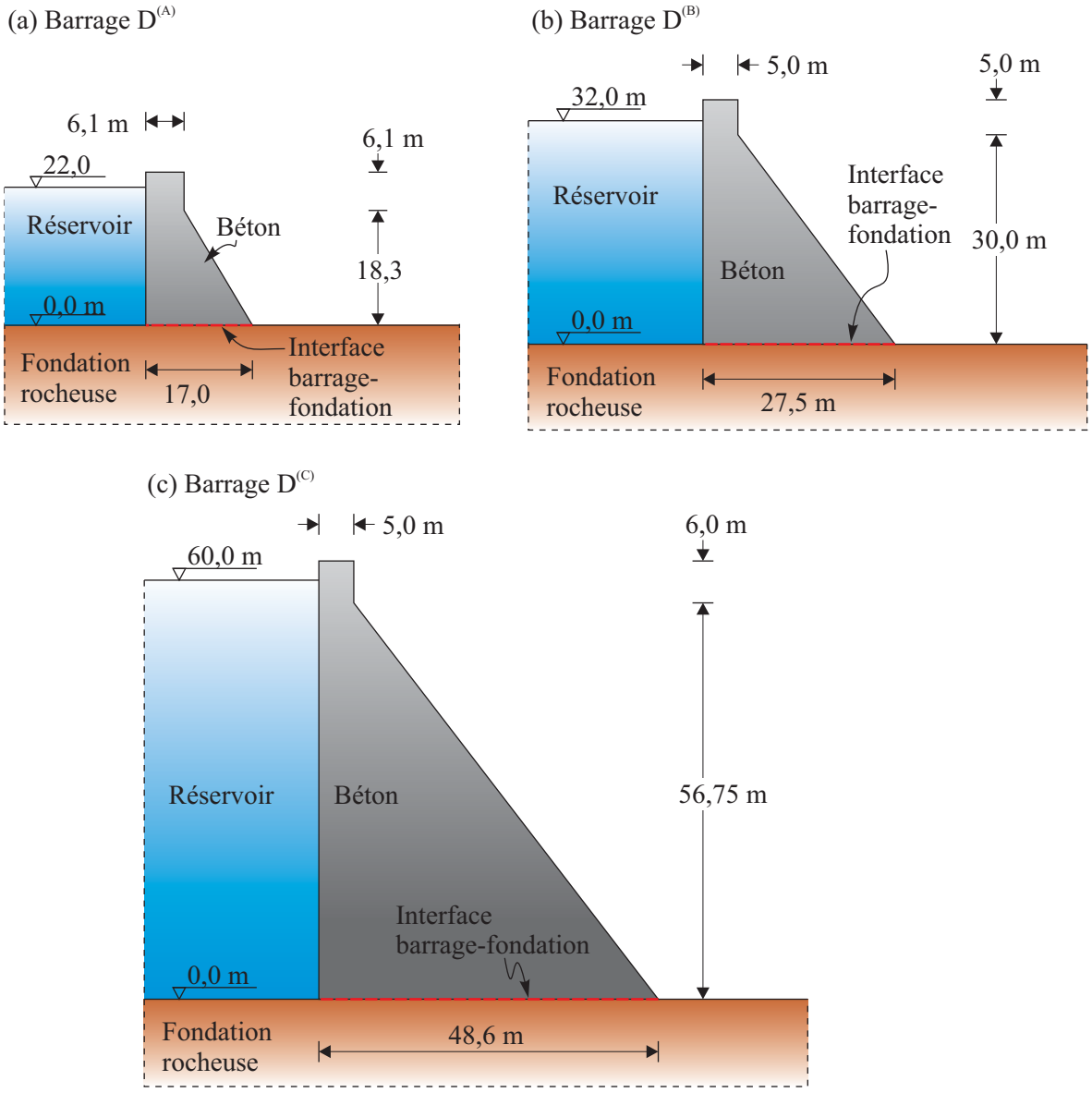



Figure 8.11 Plots de barrages étudiés pour la détermination de $SSF_{\mathrm{AM}}$ le long des interfaces barrage-fondation en utilisant la GM : (a) petit barrage $\mathrm{D}^{(\mathrm{A})}$ ; (b) barrage moyen $\mathrm{D}^{(\mathrm{B})}$ ; et (c) grand barrage $\mathrm{D}^{(\mathrm{C})}$.

Tableau 8.5 Valeurs de cohésion $\tilde{c}$ et l'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents, et facteur de sécurité au glissement correspondant $SSF_{\text{AM}}$, déterminés pour l'interface barrage-fondation du plot $\text{D}^{(\text{B})}$.

| Interface barrage-fondation | $\overrightarrow{JRMC}$ | $\tilde{c}$ (kPa) | $\tilde{\phi}$ | $SSF_{\text{AM}}$ |
|---|---|---|---|---|
| DRI1 | 0 | 0 | 40° | 1,69 |
| DRI2 | 0,4 | 0,9 | 40,6° | 1,73 |
| DRI3 | 11,8 | 62,4 | 58,6° | 3,65 |
| DRI4 | 19,1 | 313,6 | 69,2° | 7,03 |

Tableau 8.6 Valeurs de cohésion $\tilde{c}$ et l'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents, et facteur de sécurité au glissement correspondant $SSF_{\text{AM}}$, déterminés pour l'interface barrage-fondation du plot $\text{D}^{(\text{C})}$.

| Interface barrage-fondation | $\overrightarrow{JRMC}$ | $\tilde{c}$ (kPa) | $\tilde{\phi}$ | $SSF_{\text{AM}}$ |
|---|---|---|---|---|
| DRI1 | 0 | 0 | 40° | 1,69 |
| DRI2 | 0,4 | 2,1 | 40,5° | 1,74 |
| DRI3 | 11,8 | 139,4 | 55,7° | 3,72 |
| DRI4 | 19,1 | 586,6 | 63,9° | 7,33 |

## 8.4 Applicabilité de la méthode analytique aux analyses pratiques de stabilité de barrage

### 8.4.1 Barrage étudié et modélisation par éléments finis

Dans cette section, le facteur de sécurité au glissement $SSF_{\mathrm{AM}}$ déterminé au moyen de la GM, avec $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ obtenus par la méthode analytique, est comparé à $SSF_{\mathrm{FEM}}$ obtenu à partir de modèles 2D d'éléments finis non-linéaires de systèmes barrage-fondation. Ces modèles sont construits à partir de profils 2D d'interfaces barrage-fondation rugueux au moyen de la méthodologie développée par Saichi *et al.* (2019). Ce travail permet alors de discuter de l'intérêt de la méthode analytique pour analyser la stabilité de barrages. La géométrie du barrage $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$ présenté au Chapitre 4 est ici considérée.

Les profils 2D d'interfaces barrage-fondation rugueux sont extraits des 4 géométries de contacts roc-béton de grandes dimensions traitées précédemment. Une résolution $\Delta_{\mathrm{g}} = 0{,}2$ m est utilisée. La Figure 8.12 présente les 4 profils 2D générés aux rugosités variées, i.e. P1, P2, P3 et P4, respectivement extraits des surfaces 3D de fondations rocheuses DRI1, DRI3, DRI4 et DRI4. À titre de comparaison, un profil d'interface barrage-fondation horizontal, noté P0, est aussi considéré.

Les géométries 2D d'interfaces barrage-fondation générées précédemment sont implémentées au sein de modèles d'éléments finis 2D non-linéaires de systèmes barrage-fondation au moyen du logiciel ADINA (2019). La géométrie du barrage $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$ est combinée aux 5 profils 2D pour générer les 5 systèmes barrage-fondation correspondants notés de $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}_{(\mathrm{P0})}$ à $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}_{(\mathrm{P4})}$. Un exemple de modèle d'éléments finis construit correspondant au système barrage-fondation $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}_{(\mathrm{P2})}$ est illustré à la Figure 8.13 (a). Afin de demeurer comparables avec la méthode analytique, les interfaces barrage-fondation sont supposées non-liées et leur géométrie est modélisée explicitement en utilisant les éléments finis de contact présentés précédemment. De même que pour les contacts roc-béton de grande dimension, la friction incluse par les éléments de contact permet de modéliser les effets de la friction de base et de la rugosité secondaire. Des éléments 2D à quatre nœuds de déformation plane sont utilisés pour le barrage et sa fondation. Le béton et le roc sont supposés élastiques et linéaires, excepté près du contact où leur élastoplasticité est considérée. Tel que décrit en détail par Saichi *et al.* (2019), le modèle de Drucker-Prager, dont le détail mathématique est fourni en Annexe H, est adopté pour définir les conditions de plastification. Ce critère présente l'avantage de tenir compte à la fois de la résistance en traction, de la résistance en compression et du confinement des matériaux. Les propriétés mécaniques suivantes sont considérées pour le béton et le roc, respectivement : les

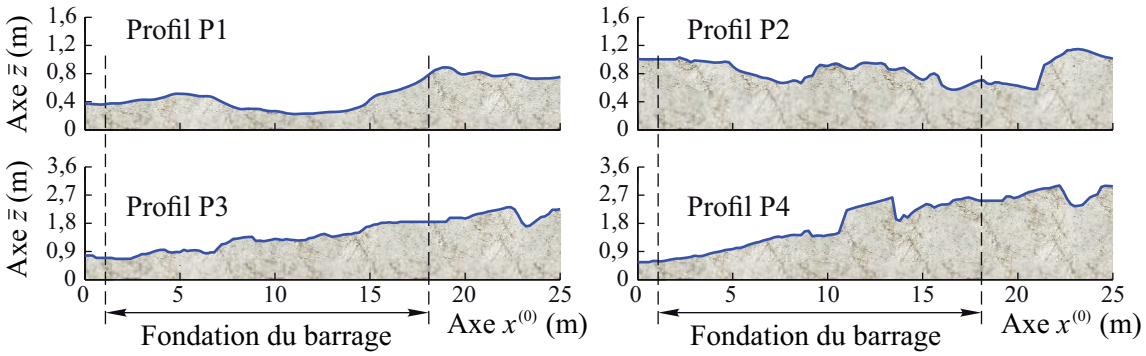



Figure 8.12 Profils d'interfaces barrage-fondation 2D générés avec différentes rugosités réalistes à grande échelle.

cœfficients de Poisson $\nu^{(\mathrm{c})} = 0{,}164$ et $\nu^{(\mathrm{r})} = 0{,}3$, les masses volumiques $\rho^{(\mathrm{c})} = \rho^{(\mathrm{r})} = 2400\,\mathrm{kg/m^3}$, les modules de Young $E^{(\mathrm{c})} = 21{,}375\,\mathrm{GPa}$ et $E^{(\mathrm{r})} = 40\,\mathrm{GPa}$, les résistances à la compression $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})} = f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} = 30\,\mathrm{MPa}$., et les résistances à la traction $f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{c})} = f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})} = 3\,\mathrm{MPa}$.

### 8.4.2 Stabilité sous charges statiques

Dans un premier temps, les systèmes barrage-fondation sont soumis à un chargement statique standard, i.e. leur propre poids, les sous-pressions et les pressions hydrostatiques tel que montré à la Figure 8.13 (b). Un drain située à 6 m de la face amont est considéré avec une efficacité de 66.6%. Les analyses statiques de stabilité sont débutées en considérant un angle de friction inclu par les éléments finis de contact de $\phi_0 = \phi_{\mathrm{b}} + i_{\mathrm{s}} = 40^{\mathrm{o}}$. Tel que proposé par Saichi *et al.* (2019), cet angle est ensuite progressivement réduit par incréments de $0{,}1^{\mathrm{o}}$ pour atteindre la valeur $\phi_{\mathrm{f}}$ à laquelle la rupture du système barrage-fondation se produit. Un déplacement relatif de 1 mm entre le barrage et sa fondation est alors sélectionné comme le seuil à partir duquel la rupture est considérée. Ce déplacement correspond approximativement au déplacement en cisaillement $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})}$ pour lequel $\tau_{\mathrm{p}}$ est atteint pour des contacts roc-béton de petite échelle tel que démontré aux Chapitres 5 et 6. Il est intéressant de rappeler qu'aucun consensus n'est disponible dans la littérature pour estimer $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})}$ pour de grandes interfaces barrage-fondation. L'angle de friction limite $\phi_{\mathrm{l}}$ est défini alors comme étant le plus petit angle de friction pour lequel l'équilibre du système barrage-fondation est satisfait, i.e. $\phi_{\mathrm{l}} = \phi_{\mathrm{f}} + 0{,}1^{\mathrm{o}}$. Le $SSF_{\mathrm{FEM}}$ obtenu par la FEM est alors estimé au moyen de la SRT, avec

$$SSF_{\mathrm{FEM}} = \tan(\phi_0) \,/\, \tan(\phi_{\mathrm{l}}) \tag{8.5}$$

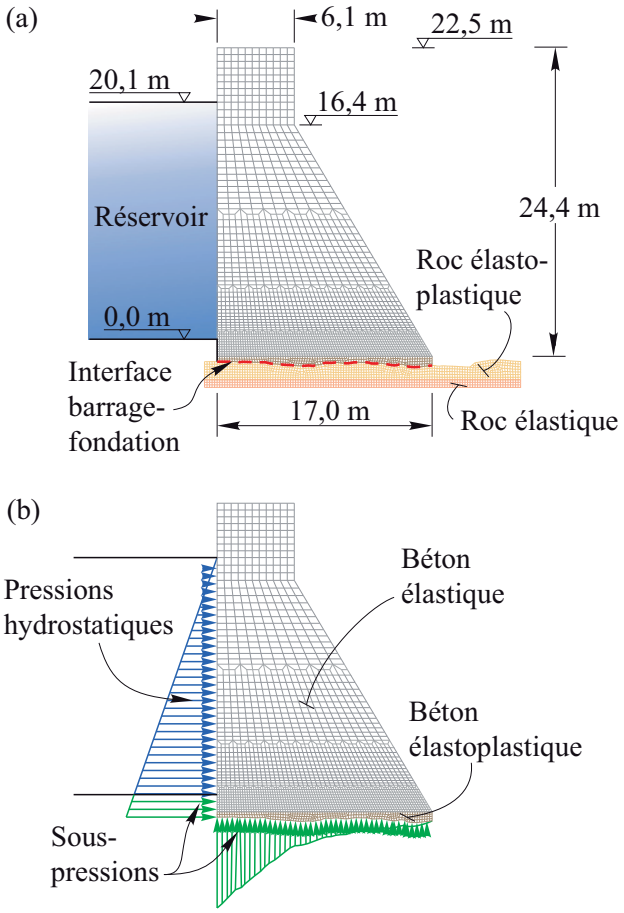



Figure 8.13 Exemple d'un système barrage-fondation étudié et chargements correspondants : (a) système barrage-fondation $D^{(H)}_{(P2)}$ ; et (b) charges statiques considérées.

Le Tableau 8.7 présente les valeurs de $\phi_{\text{l}}$ et $SSF_{\text{FEM}}$ obtenus pour les 5 systèmes barrage-fondation au moyen de la procédure d'éléments finis développée par Saichi *et al.* (2019). Le Tableau 8.7 montre aussi les valeurs de $\overrightarrow{Z_2^{3\text{D(M)}}}$ et $\overrightarrow{JRMC}$ calculées pour chaque profil d'interface barrage-fondation afin d'en caractériser leur rugosité. Les plus hautes valeurs de $\phi_{\text{l}}$ correspondant au plus faibles valeurs de $SSF_{\text{FEM}}$ sont alors obtenues pour le barrage reposant sur une fondation rocheuse plane et horizontale. À l'inverse, aucune rupture ne se produit lorsqu'un angle de friction nul est considéré le long de l'interface barrage fondation du système $\text{D}^{(\text{H})}_{(\text{P4})}$ correspondant aux plus hautes valeurs de $\overrightarrow{Z_2^{3\text{D(M)}}}$ et $\overrightarrow{JRMC}$. Ainsi, les analyses d'éléments finis conduites avec la méthode développée par Saichi *et al.* (2019) démontrent clairement que la rugosité des surfaces de fondation rocheuses peut substentiellement accroître la résistance au glissement des interfaces barrage-fondation. Par ailleurs, on remarque que les deux profils 2D P3 et P4, issus de la même surface de fondation rocheuse DRI4, présentent des valeurs de $SSF_{\text{FEM}}$ significativement différentes. Ceci suggère la présence probable d'un effet de la tridimensionnalité de la géométrie des interfaces barrage-fondation sur leur résistance au cisaillement.

Tableau 8.7 Effet de la rugosité à grande échelle sur la stabilité au glissement du barrage $\text{D}^{(\text{H})}_{(\text{P4})}$ soumis à des charges statiques standardes.

| Système | | | FEM | | GM | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| barrage- fondation | $\overrightarrow{Z_2^{3\text{D(M)}}}$ | $\overrightarrow{JRMC}$ | $\phi_{\text{l}}$ | $SSF_{\text{FEM}}$ | $\tilde{c}$ (kPa) | $\tilde{\phi}$ | $SSF_{\text{AM}}$ |
| $\text{D}^{(\text{H})}_{(\text{P0})}$ | 0 | 0 | 23,9° | 1,9 | 0 | 40° | 1,7 |
| $\text{D}^{(\text{H})}_{(\text{P1})}$ | 0,092 | 0 | 18,1° | 2,6 | 0 | 40° | 1,7 |
| $\text{D}^{(\text{H})}_{(\text{P2})}$ | 0,159 | 6,3 | 10,9° | 4,4 | 10,8 | 50,6° | 2,6 |
| $\text{D}^{(\text{H})}_{(\text{P3})}$ | 0,224 | 11,1 | 6,2° | 7,7 | 30,2 | 58,6° | 3,6 |
| $\text{D}^{(\text{H})}_{(\text{P4})}$ | 0,381 | 18,6 | $-^*$ | $\geqslant 20$ | 167 | 70,7° | 7,1 |

$^*$ : Aucune rupture ne survient lorsqu'un angle de friction nul est considéré.

Le Tableau 8.7 présente aussi les valeurs de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ obtenues avec les Eqs. (7.15) et (8.4), ainsi que le $SSF_{\text{AM}}$ correspondant déterminé au moyen de la GM, avec le logiciel CADAM3D (2019). La géométrie du barrage $\text{D}^{(\text{H})}$ implémentée dans ce logiciel est celle illustrée à la Figure 4.5 (c), i.e. présentant une interface barrage-fondation horizontale et plane. Une distribution linéaire des contraintes normales le long de l'interface est considérée par la GM qui détermine que $\sigma_{\text{n}}^{(\text{min})} = 144$ kPa et $\sigma_{\text{n}}^{(\text{max})} = 394$ kPa. Bien que la GM requière de simplifier

la géométrie de l'interface barrage-fondation en un unique plan de rupture, les effets de la rugosité de grande échelle sont ici considérés en utilisant les valeurs de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$. On observe alors que plus $\overrightarrow{JRMC}$ s'accoît, plus $\tilde{c}$, $\tilde{\phi}$ et $SSF_{\mathrm{AM}}$ augmentent. Toutefois, les valeurs de $SSF_{\mathrm{AM}}$ prédites par la combinaison de la GM avec la méthode analytique sont beaucoup plus conservatrices que celles de $SSF_{\mathrm{FEM}}$ déterminées par la méthode de Saichi *et al.* (2019). Ceci peut venir du fait que la détermination du paramètre $\overrightarrow{JRMC}$ devient imprécise pour évaluer les profils ayant une faible ou forte rugosité. Ainsi, $\overrightarrow{JRMC} = 0$ pour le profil P1 alors qu'une certaine rugosité peut être observée visuellement à la Figure 8.12. Par ailleurs, la détermination de $\overrightarrow{JRMC}$ peut sous-estimer l'impact de la clef de cisaillement observable sur le profil P4. Ceci illustre l'importance de mener des travaux de recherche futurs pour revisiter l'Eq. (7.7) reliant les paramètres $\overrightarrow{Z_2^{3\mathrm{D(M)}}}$ et $\overrightarrow{JRMC}$. Malgré cette constatation, ces résultats démontrent que la méthode analytique peut être efficacement appliquée pour déterminer les valeurs de cohésion $\tilde{c}$ et d'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents et mener des analyses pratiques de stabilité au glissement de barrages-poids. En outre, les deux méthodes utilisées ici démontrent clairement le rôle majeur de la rugosité à grande échelle sur la sécurité au glissement des barrages-poids.

### 8.4.3 Stabilité sous charges sismique

Enfin, la stabilité sismique du barrage $\mathrm{D}^{(\mathrm{H})}$ sur sa fondation est évaluée au moyen d'analyses pseudo-dynamiques menées grâce à une combinaison originale : de la GM utilisée avec le logiciel CADAM3D (2019) ; de la méthode simplifiée de Fenves and Chopra (1987) ; et des valeurs de cohésion $\tilde{c}$ et d'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents déterminées par la méthode analytique. Cette section permet donc d'illustrer la capacité de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ de tenir compte de la rugosité, à grande échelle, des interfaces barrage-fondation pour des combinaisons de charges extrêmes tel un séisme.

La méthode simplifiée de Fenves and Chopra (1987) considère l'amplification dynamique due à la flexibilité structurale du barrage, à la compressibilité de l'eau et à l'interaction fluide-structure en utilisant le mode fondamental horizontal et le spectre sismique du système barrage-réservoir considéré. Une masse volumique de l'eau $\rho^{(\mathrm{w})} = 1000$ kg/m$^3$ et un amortissement $\xi = 5\,\%$ pour la structure en béton sont adoptés. Les composantes horizontales et verticales du séisme de l'Imperial Valley (1940) illustrées à la Figure 4.6 (a) et (b) sont considérées ici. L'accélération spectrale horizontale correspondant à la période fondamentale du système barrage-réservoir étudié, $T^{(\mathrm{s})} = 0{,}081$ s, peut alors être estimée comme étant $a_{\mathrm{h}}^{(\mathrm{s})} = 0{,}65$ g. Toutefois, le barrage est seulement soumis à une accélération horizontale soutenue de $2/3\, a_{\mathrm{h}}^{(\mathrm{s})}$ dans la mesure où de plus longues accélérations sismiques sont requises

pour déclencher le glissement le long de l'interface barrage-fondation (Tinawi *et al.* 1998b). Le barrage est aussi soumis à l'accélération sismique verticale de pointe au roc multipliée par 0,3 pour tenir compte de la probable non-simultanéité des accélérations de pointe horizontale et verticale. Le barrage est considéré rigide verticalement.

Le Tableau 8.8 présente les valeurs de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ obtenues avec les Eqs. (7.15) et (8.4) pour les 5 profils 2D d'interface barrage-fondation, ainsi que le $SSF_{\text{AM}}$ correspondant. La GM permet de déterminer que $\sigma_{\text{n}}^{(\text{min})} = 0$ kPa et $\sigma_{\text{n}}^{(\text{max})} = 767$ kPa. Les résultats permettent de clairement illustrer le possible rôle majeur de la rugosité de la fondation rocheuse sur la stabilité sismique des barrages. Ainsi, plus $\overrightarrow{JRMC}$ est important, plus les valeurs correspondantes de $\tilde{c}$, $\tilde{\phi}$ et $SSF_{\text{AM}}$ sont élevées. Ceci démontre bien le potentiel intérêt d'utiliser une cohésion $\tilde{c}$ et un angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents pour tenir compte de la rugosité pour des évaluations pratiques de la stabilité sismique de barrages.

Cependant, des recherches futures doivent encore être menées pour vérifier ces résultats au moyen d'analyses dynamiques non-linéaires telles celles présentées au Chapitre 4. La cohésion $\tilde{c}$ et l'angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents pourraient ainsi être modélisés au sein de systèmes barrage-fondation-réservoir au moyen des TECs proposés au Chapitre 4. Les résultats pourraient alors être comparés au comportement sismique de barrages incluant une surface de fondation rugueuse explicitement modélisée au moyen de la procédure proposée par Saichi *et al.* (2019).

Tableau 8.8 Effet de la rugosité à grande échelle sur la stabilité au glissement du barrage $\text{D}_{(\text{P4})}^{(\text{H})}$ soumis à des charges statiques standards.

| Système barrage-fondation | $\overrightarrow{Z_2^{3\text{D}(\text{M})}}$ | $\overrightarrow{JRMC}$ | $\tilde{c}$ (kPa) | $\tilde{\phi}$ | $SSF_{\text{AM}}$ |
|---|---|---|---|---|---|
| $\text{D}_{(\text{P0})}^{(\text{H})}$ | 0 | 0 | 0 | 40° | 0,95 |
| $\text{D}_{(\text{P1})}^{(\text{H})}$ | 0,092 | 0 | 0 | 40° | 0,95 |
| $\text{D}_{(\text{P2})}^{(\text{H})}$ | 0,159 | 6,3 | 15,3 | 49,9° | 1,6 |
| $\text{D}_{(\text{P3})}^{(\text{H})}$ | 0,224 | 11,1 | 42,2 | 57,3° | 2,2 |
| $\text{D}_{(\text{P4})}^{(\text{H})}$ | 0,381 | 18,6 | 222 | 68,2° | 3,9 |

## 8.5 Conclusions de la discussion

Ce chapitre présente une discussion quant à l'applicabilité aux cas des interfaces barrage-fondation de la procédure d'éléments finis et de la méthode analytique multi-échelles précédemment développées. Pour se faire, des surfaces de fondations rocheuses de barrages existants ont été numérisées à grande échelle, puis traitées afin de fournir de larges géométries 3D de contacts roc-béton présentant une rugosité variée et réaliste. Ces surfaces ont permis alors d'apporter la troisième et plus grande échelle d'étude, i.e. correspondant à la fondation au complet d'un barrage en béton. Une analyse multi-échelles du comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation a pu alors menée au moyen de la procédure d'éléments finis et la méthode analytique. Ces deux méthodes ont été aussi utilisées pour proposer des valeurs de cohésion $\tilde{c}$ et un angle de friction $\tilde{\phi}$ apparents. Les conclusions sont les suivantes :

- Une bonne correspondance est généralement obtenue entre les deux méthodes pour les contacts roc-béton de petite et moyenne échelles.
- La correspondance observée entre les deux méthodes se détériore à grande échelle. Des travaux de recherche futurs seraient souhaitables pour revisiter les Eqs. (7.6) et (7.7) afin d'améliorer la précision des prédictions analytiques. Un modèle non-linéaire plus perfectionné pourrait aussi être implémenté au sein des modèles d'éléments finis.
- Les résultats de la MEF confirment la non-linéarité de l'enveloppe de rupture des contacts roc-béton, laquelle est bien prise en compte par la méthode analytique. Il est alors pertinent de simplifier cette enveloppe en un critère M-C équivalent utilisant $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$.
- Les ordres de grandeur de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ obtenus par les deux méthodes sont très similaires et varient fortement en fonction de l'échelle d'étude et de la rugosité. L'importance de la considération du niveau de contraintes normales, lequel dépend des conditions de chargement, est aussi illustrée pour déterminer $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$.
- Les analyses d'éléments finis démontrent la corrélation identifiée par la méthode analytique entre $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$.
- Deux comportements en cisaillement différents pour les interfaces barrage-fondation de grande dimension sont observés : (i) la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation peu rugueuses est essentiellement contrôlée par la rugosité secondaire ; et (ii) la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation fortement rugueuses est substantiellement contrôlée par leur rugosité primaire, tandis que la rugosité secondaire peut être modélisée comme étant purement frictionnel. Toutefois, cette analyse doit encore être validée par des études expérimentales futures.

– Des travaux de recherche futurs doivent aussi être menés afin d'améliorer la prise en compte, par la méthode analytique, de fortes clefs de cisaillement présentes à grande échelle, lesquelles peuvent fortement limiter la possibilité d'un glissement le long des interfaces barrage-fondation.

Enfin, les larges surfaces de fondations rocheuses 3D ont été utilisées pour analyser la stabilité de barrages-poids 2D ayant une fondation rugueuse, au moyen de la procédure présentée par Saichi *et al.* (2019). Les résultats de cette méthode sont comparés aux facteurs de sécurité au glissement obtenus avec les valeurs de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ déterminés par la méthode analytique. Il est alors montré que ces valeurs de $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ peuvent être employées efficacement pour mener analyses pratiques de stabilité au glissement de barrages-poids sous divers chargements. Bien que perfectible, la méthode analytique, plus simple d'application que la procédure d'éléments finis, peut alors être utilisée de manière pratique pour évaluer la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation en tenant compte de l'effet de la rugosité et des conditions d'emboitement.

# CHAPITRE 9 CONCLUSIONS ET RECOMMANDATIONS

## 9.1 Synthèse

### 9.1.1 Rappel des objectifs

Cette thèse a visé à développer des méthodes numériques et analytiques novatrices pour prendre en compte les effets de la cohésion, de la rugosité et de l'échelle sur la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation. Du fait des incertitudes reliées à l'évaluation de la résistance au cisaillement de ces interfaces, il est commun de : (i) négliger à grande échelle les effets des irrégularités géométriques ; (ii) supposer une interface intégralement décollée, sans cohésion ; et (iii) considérer le critère de résistance en cisaillement de Mohr-Coulomb sans inclure explicitement les effets de la rugosité. Cependant, ces hypothèses simplificatrices peuvent mener à une analyse conservatrice de la stabilité des barrages qui ne reflète pas leur comportement généralement bon. Une revue des différents outils employables pour analyser le comportement en cisaillement de contacts roc-béton a été effectuée, notamment en se basant sur le cas des discontinuités rocheuses. Néanmoins, les interfaces barrage-fondation comportent certaines spécificités, telles leurs dimensions, le niveau de contraintes normales ou la présence de différents matériaux, qui limitent l'applicabilité des outils développés en mécanique des roches. Dans ce contexte, cette thèse s'est consacrée au développement de nouvelles méthodes pour mieux caractériser la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation. Dans un premier temps, une technique originale a été proposée pour inclure les effets des irrégularités géométriques et de la cohésion le long de ces interfaces au sein de modèles d'éléments finis. Puis, trois niveaux d'échelles d'étude ont été considérées : (i) petite échelle, i.e. correspondant à une dimension d'une éprouvette cisaillée dont le diamètre varie de 0,083 à 0,145 m ; (ii) moyenne échelle, i.e. correspondant à une surface d'environ 0,5 m par 0,5 m ; et (iii) grande échelle, i.e. correspondant à une surface de 4 m par 18 m. Grâce à cette composante multi-échelles, des modèles prédictifs ont été développés pour inclure l'influence de la rugosité sur le comportement des interfaces barrage-fondation tout en tenant compte de l'effet d'échelle. Après la réalisation d'une revue de littérature approfondie et de modèles préliminaires, la Méthode des Éléments Finis a été finalement sélectionnée pour conduire les simulations numériques de ce projet. Différentes contributions ont alors été réalisées au cours de cette thèse de doctorat, tel que décrit dans les sous-sections suivantes.

### 9.1.2 Proposition d'une méthode originale permettant d'implémenter la présence d'irrégularités géométriques ou de lien cohésif le long des interfaces barrage-fondation

Le Chapitre 4 s'est concentré sur le développement d'une approche originale et efficace pour évaluer la stabilité de barrages-poids ayant une interface barrage-fondation irrégulière, tout en tenant compte des effets de la friction et de la cohésion. Pour se faire, des éléments finis originaux, les TECs (Truss Elements of Cohesion), ont été développés pour inclure efficacement de la cohésion chimique ou apparente le long des interfaces barrage-fondation pour les analyses de stabilité pratiques. Le cas d'un chargement sismique important a été sélectionné afin de pouvoir observer la rupture partielle et le glissement du barrage sur sa fondation. Cette approche a été appliquée au cas d'un barrage existant dont la fondation est en escalier. Les résultats ont alors illustré l'importance des caractéristiques géométriques et mécaniques de l'interface barrage-fondation sur la stabilité de l'ouvrage. Enfin, ce travail a aussi permis de tester l'efficacité de la MEF pour modéliser les problèmes de contact à géométrie irrégulière.

### 9.1.3 Analyse expérimentale du comportement en cisaillement de contacts rugueux non-liés

Par la suite, cette thèse s'est consacrée à l'obtention et l'analyse de résultats expérimentaux issus de contacts roc-béton rugueux non-liés cisaillés. Tout d'abord, 18 spécimens issus contacts béton-béton, béton-roc et roc-roc au sein de barrage existants ont été numérisés puis cisaillés expérimentalement, tel que vu au Chapitre 5. Des procédures originales et pratiques, faisant l'objet d'un article, ont été proposées pour traiter les profils 3D issus des contacts numérisés, et évaluer les paramètres correspondants de rugosité et d'emboitement. Ainsi, une procédure de filtrage basée sur la transformée de Fourier a été spécifiquement développée et appliquée pour minimiser le bruit de mesure observable sur les profils 3D. Des coefficients de rugosité et d'emboitement du joint, dépendants de son orientation, ont aussi été proposés pour investiguer les effets de l'emboitement et de la rugosité en fonction de la direction de cisaillement. Les résultats ont montré que les joints de barrage peuvent présenter une rugosité substantielle à petite échelle. Un emboitement de qualité médiocre a aussi pu être observé pour certains contacts. Ces résultats ont illustré que les propriétés de rugosité et d'emboitement des joints ne sont pas uniformes. Cette variabilité spatiale doit être considérée attentivement pour interpréter les valeurs de résistance au cisaillement trouvées expérimentalement pour des contacts roc-béton.

Ces conclusions ayant été basées sur des contacts étudiés à petite échelle, 4 géométries détaillées de contacts roc-béton de plus grandes dimensions, i.e. correspondant à une surface d'environs 0,5 m par 0,5 m, issus de surfaces rocheuses numérisées, ont été ensuite traités et analysés au Chapitre 7. De même qu'à petite échelle, ces contacts roc-béton présentent une rugosité substantielle. Deux de ces contacts ont alors été cisaillés par des montages expérimentaux spécifiques. Les résultats ont alors illustrés que la rugosité continue d'affecter significativement la résistance au cisaillement des contacts roc-béton à plus grande échelle. Ils ont aussi montré que cette rugosité n'est pas uniforme, même pour des contacts de plus grandes dimensions.

### 9.1.4 Élaboration de modèles d'éléments finis validés expérimentalement permettant de reproduire à différentes échelles le comportement en cisaillement des interfaces barrage-fondation rugueuses non-liées

Une part essentielle de cette thèse s'est consacrée au développement d'une procédure permettant la génération et l'analyse de modèles d'éléments finis de contacts roc-béton 3D rugueux non-liés cisaillés à différentes échelles en condition de charge normale constante. Celle-ci a fait l'objet d'un article au Chapitre 6 où elle a été appliquée à petite échelle aux 18 contacts béton-béton, béton-roc et roc-roc présentés au Chapitre 5. Une première série d'analyses a alors été conduite pour permettre la validation des modèles en comparant leurs résultats avec les courbes expérimentales correspondantes. Les résultats ont alors démontré la validité et la robustesse des prédictions faites par la procédure numérique. Celle-ci a donc pu être appliquée pour mener une seconde série d'analyses pour discuter des effets de la rugosité et de diverses hypothèses numériques (angle de friction de base, 2D versus 3D, résolution géométrique, densité de maillage, position initiale désemboitée, ouvertures au contact négligées) sur le comportement en cisaillement des contacts. Ces résultats ont alors permis de confirmer le rôle majeur de la rugosité et de l'emboitement sur la résistance au cisaillement des contacts roc-béton à petite échelle.

Afin de confirmer ces résultats à plus grande échelle, la procédure numérique a été adaptée et appliquée aux 4 géométries de contacts roc-béton d'environ 0,5 m par 0,5 m présentées au Chapitre 7. En comparant les résultats expérimentaux et numériques obtenus pour les deux contacts cisaillés à moyenne échelle, ce travail a montré la validité de la procédure numérique pour prédire la résistance au cisaillement de contacts de plus grandes dimensions.

Enfin, la procédure numérique a été appliquée, à grande échelle, à 4 surfaces de fondations rocheuses de barrages existants de 4 m par 18 m. Ces surfaces ont été obtenues, tel

qu'expliqué au Chapitre 8, au moyen des technologies de bathymétrie et de LiDAR. Après avoir été traitées, celles-ci ont permis alors d'apporter la troisième et plus grande échelle d'étude, i.e. correspondant à la fondation au complet d'un barrage en béton. Les résultats ont alors confirmé le rôle majeur de la rugosité sur le comportement en cisaillement d'interfaces barrage-fondation à taille réelle. Plusieurs études paramétriques ont pu être conduites au moyen des modèles d'élément finis générés pour étudier l'impact de la rugosité, des conditions d'emboitement, de la contrainte normale appliquée et de la direction de cisaillement. Les résultats numériques ont alors confirmé l'analyse expérimentale selon laquelle les propriétés de rugosité et d'emboitement des joints ne sont pas uniformes, quel que soit l'échelle d'étude, et que cette variabilité spatiale doit impérativement être considérée pour correctement évaluer la résistance au cisaillement d'une interface barrage-fondation. Ce travail a aussi permis le développement d'une méthode analytique multi-échelles pour prédire la résistance au cisaillement d'interfaces barrage-fondation ainsi que les valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents associées.

### 9.1.5 Développement d'une méthode analytique multi-échelles pour prédire la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation rugueuses non-liées

L'analyse des propriétés de rugosité et d'emboitement des 18 spécimens de contact non-liés forés de joints de barrage a permis, au Chapitre 5, la proposition d'un critère de rupture pratique non-linéaire tenant compte de ces paramètres. Les prédictions de celui-ci ont été alors comparées aux résultats expérimentaux, ce qui a démontré sa pertinence. Ce critère de rupture a aussi été validé au moyen de la procédure numérique au Chapitre 6, à petite échelle. Cependant, deux limitations majeures subsistent concernant ce critère : l'évaluation de la qualité d'emboitement est subjective et peut varier d'un ingénieur à un autre ; et la méthode employée pour évaluer la rugosité n'est validée que pour des contacts ne dépassant pas 145 mm de diamètre.

Par la suite, une méthode analytique est développée en incluant un critère de rupture non-linéaire pour évaluer la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation rugueuses non-liées, à toutes échelles, ayant des conditions d'emboitement variables. Celle-ci a fait l'objet d'un article au Chapitre 7 où elle a été appliquée à petite échelle à 6 spécimens de forés d'interfaces barrage-fondation, et à moyenne échelle à 4 contacts roc-béton. Cette méthode, issue d'un perfectionnement du critère pratique proposé au Chapitre 5, a alors été validée expérimentalement et numériquement au moyen de la procédure d'éléments finis présentée ci-avant.

Enfin, cette thèse a proposé une comparaison des résultats obtenus entre la méthode analytique et la procédure d'éléments finis avec les profils 3D d'interfaces barrage-fondation de grandes dimensions. Les résultats issus de ces deux méthodes ont été alors examinés et validés suivant différentes contraintes normales. Il est montré que la méthode analytique peut être reliée mathématiquement au critère de Mohr-Coulomb pour suggérer des valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents en fonction de la rugosité des surfaces.

### 9.1.6 Proposition de méthodes originales permettant de quantifier la cohésion et l'angle de friction apparents dus à la rugosité le long des interfaces barrage-fondation

Cette thèse a enfin proposé plusieurs méthodes originales permettant de quantifier la cohésion et l'angle de friction apparents dus à la rugosité le long des interfaces barrage-fondation. Dans un premier temps, le critère de rupture pratique développé au Chapitre 5 et validé vis-à-vis de la procédure numérique au Chapitre 6 a été linéarisé pour suggérer des valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents. Ces valeurs ont été ensuite appliquées pour évaluer la stabilité au glissement de 3 barrages-poids. Les résultats ont alors démontré la pertinence d'une telle pratique. Cependant, ces valeurs sont issues de contacts étudiés à petite échelle et peuvent être sujettes à un possible effet d'échelle.

C'est pourquoi une nouvelle technique est proposée au Chapitre 8 pour calculer mathématiquement les valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents au moyen de la méthode analytique multi-échelle. Ces valeurs ont été alors comparées à celles déterminées en effectuant une régression linéaire avec les résistances au cisaillement obtenues par les analyses d'éléments finis. Les résultats ont montré que les ordres de grandeur de cohésion et d'angle de friction apparents obtenus par les deux méthodes sont alors très similaires et varient fortement en fonction de l'échelle d'étude et de la rugosité. Il a alors été illustré que la cohésion et l'angle de friction apparents déterminés au moyen de la méthode analytique peuvent être employés efficacement pour mener des analyses pratiques de stabilité au glissement de barrages-poids sous divers chargements.

## 9.2 Recommandations

### 9.2.1 Effet des irrégularités géométriques et de la cohésion sur la stabilité au glissement des barrages en béton existants

En modélisant explicitement la géométrie des interfaces barrage-fondation et la cohésion, le Chapitre 4 a permis de faire les recommandations suivantes : (i) une géométrie d'interface barrage-fondation simplifiée doit être utilisée avec précaution dans la mesure où elle peut mener à des résultats inexacts pour l'évaluation des facteurs de sécurité au glissement ou des déplacements résiduels ; (ii) les valeurs de cohésion et d'angle de friction sont, elles aussi, critiques ; et (iii) la modélisation adéquate des propriétés de l'interface barrage-fondation est aussi essentielle pour correctement prédire l'amplification des efforts sismiques au sein du barrage en béton. Au final, ce travail a souligné l'importance de modéliser de manière appropriée la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation. Le processus de sélection des géométries et des propriétés mécaniques doit être considéré avec attention par l'ingénieur ayant la responsabilité d'évaluer le conservatisme ou non des résultats en fonction du barrage étudié.

### 9.2.2 Modélisation de contacts rugueux non-liés au moyen de la FEM

En menant des analyses de sensibilité pour discuter de l'effet de différentes hypothèses de modélisation de contacts rugueux non-liés au moyen de la FEM, le Chapitre 6 a permis de faire les recommandations suivantes : (i) les effets 3D le long des géométries de contact ne doivent pas être négligés ; (ii) la résolution géométrique doit être considérée avec précaution ; (iii) le maillage d'éléments finis impacte dans une moindre mesure le comportement en cisaillement des interfaces ; et (iv) les ouvertures et le désemboitement initialement observables le long du contact doivent être impérativement considérés. Ces conclusions constituent alors une source pertinente d'informations pour les travaux futurs qui requièrent la simulation du comportement en cisaillement de contacts rugueux au moyen de méthodes numériques continues. Il est important de noter que les modèles d'éléments finis sont analysés en supposant qu'aucune dégradation majeure des aspérités ne survient. Cette hypothèse est considérée car il a été observé expérimentalement à petite et moyenne échelles que la rugosité des contacts est peu altérée par le cisaillement.

### 9.2.3 Interprétation des résultats expérimentaux de contacts roc-béton forés de barrages existants

Les données expérimentales investiguées à petite échelle au long de cette thèse ont confirmé la contribution majeure de la rugosité et de la qualité d'emboitement sur le comportement en cisaillement de contacts roc-béton forés de barrages existants. Pour la plupart des spécimens de contact, seules de petites variations de la contrainte de cisaillement ont été mesurées durant les essais, suggérant que peu de dégradation d'aspérités ne se soit produite. Cette tendance a aussi été confirmée en comparant les propriétés de rugosité des contacts avant et après cisaillement. Par ailleurs, il a été montré que la rugosité et la qualité d'emboitement peuvent varier significativement en fonction de la direction de cisaillement, ce qui peut impacter significativement la résistance correspondante. Ces résultats justifient clairement le besoin de conduire des analyses paramétriques pour évaluer la sensibilité de la résistance au cisaillement prédite en fonction de la direction de glissement du barrage. Cette conclusion a été confirmée, par la suite, analytiquement et numériquement à plus grande échelle.

Le Chapitre 7 s'est interrogé quant aux différentes sources d'effets d'échelle sur les interfaces barrage-fondation. Il est d'abord observé que deux profils parfaitement emboités, ayant une géométrie proportionnelle tant en longueur qu'en hauteur, vont probablement présenter une résistance au cisaillement très semblable avec des propriétés de matériaux identiques. Peu d'effet d'échelle est observé dans ce cas. En revanche, l'anisotropie spatiale de la rugosité et les conditions variables d'emboitement sont identifiées comme deux des sources principales d'effet d'échelle. Cette conclusion est cohérente avec l'observation selon laquelle les propriétés de rugosité ne sont pas uniformes quel que soit la dimension du contact, et que leur variabilité affecte de manière différente la résistance au cisaillement correspondante selon l'échelle d'étude. En outre, les résultats numériques du Chapitre 7 ont montré qu'un contact présentant des propriétés de rugosité similaires et un même degré d'ouverture, mais ayant une dimension plus petite qu'un autre contact, aura probablement une résistance au cisaillement inférieure. Il est donc essentiel de s'assurer de la représentativité des propriétés de rugosité et d'emboitement de l'échantillon de contact au regard de celle du joint d'origine.

Enfin, deux comportements en cisaillement différents pour les interfaces barrage-fondation de grande dimension ont été numériquement et analytiquement observés : (i) la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation peu rugueuses est essentiellement contrôlée par la rugosité secondaire ; et (ii) la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation fortement rugueuses est substantiellement contrôlée par leur rugosité primaire, tandis que la rugosité secondaire peut être modélisée comme étant purement frictionnel. Lors de l'interpré-

tation des résultats expérimentaux de contacts roc-béton forés de barrages existants, il est donc impératif : (i) de vérifier que les conditions d'emboitement correspondent à celles in-situ car l'apparition de vide au contact peut venir de l'opération de forage ; (ii) de s'assurer que les propriétés de rugosité et d'emboitement du contact échantillonné sont bien représentatives de celles du joint in-situ à l'échelle des aspérités secondaires ; et (iii) de tenir compte de l'effet des aspérités primaires du joint in-situ si celles-ci sont visuellement importantes. L'état du joint in-situ peut être localement analysé en utilisant des géo-caméras optiques ou acoustiques au sein de forages réalisés. L'amplitude des aspérités primaires peut être estimée en étudiant les relevés topographiques et photos prises pendant la construction de l'ouvrage, ou en observant la surface de fondation rocheuse à proximité de l'ouvrage. Ces conclusions constituent aussi une source pertinente d'informations pour interpréter l'effet d'échelle pour des applications plus générales en mécanique des roches.

### 9.2.4 Cohésion apparente

Enfin, la proposition et l'application de méthodes permettant de calculer des valeurs de cohésion apparentes aux Chapitres 6 et 8 ont permis d'obtenir les conclusions suivantes : (i) les résultats des analyses d'éléments finis confirment la non-linéarité de l'enveloppe de rupture des contacts roc-béton, laquelle est bien prise en compte par la méthode analytique, ce qui indique la pertinence de simplifier cette enveloppe en utilisant la cohésion et l'angle de friction apparents ; et (ii) les analyses d'éléments finis démontrent la corrélation identifiée par la méthode analytique entre les valeurs de cohésion et d'angle de friction apparents, laquelle doit être prise en compte pour adéquatement caractériser l'effet de la rugosité et des conditions d'emboitement. Même si aucune dégradation majeure des aspérités n'est observable ni expérimentalement, ni numériquement, les résistances en compression du béton et du roc demeurent des paramètres essentiels pour définir la non-linéarité de l'enveloppe de rupture, et par conséquent la cohésion et l'angle de friction apparents. L'effet de ces paramètres provient possiblement de la plastification très locale de la surface dess aspérités en contact, toutefois des études futures doivent encore être menées pour confirmer cette hypothèse. Même si la qualité de la concordance entre les résultats numériques et analytiques se dégrade à grande échelle, celle-ci est généralement bonne. Bien que perfectible, la méthode analytique, plus simple d'application que la procédure d'éléments finis, peut alors être utilisée de manière pratique pour caractériser la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation. Les valeurs de de cohésion et d'angle de friction apparents peuvent aussi être incluses au sein de modèles d'éléments finis non-linéaires de systèmes barrage-fondation au moyen des TECs proposés au Chapitre 3.

## 9.3 Suggestions pour des recherches futures

La discussion proposée au Chapitre 8 permet de remarquer que la correspondance observée entre les méthodes numérique et analytique se détériore à grande échelle. Des essais expérimentaux, notamment avec de grandes surfaces de contact roc-béton, seraient souhaitables pour revisiter certaines équations empiriques incluses par la méthode analytique afin d'améliorer la précision de ses prédictions. En effet, certaines de ces équations ont été conçues à partir de petits contacts et peuvent être inadaptées aux caractéristiques de rugosité observées à grande échelle. Enfin, l'analyse des résultats numériques et analytiques des contacts roc-béton cisaillés à grande échelle permet de mieux comprendre le comportement en glissement de certaines interfaces barrage-fondation. Cependant des travaux de recherche futurs sont encore requis pour valider ces conclusions.

# RÉFÉRENCES


3DReshaper (2015). Application. Rapport technique, Technodigit, Neyron, France.

Abdelaziz, A., Zhao, Q. et Grasselli, G. (2018). Grain based modelling of rocks using the combined finite-discrete element method. *Journal of Computers and Geotechnics*, 103, 73–81.

Abellán, A., Oppikofer, T., Jaboyedoff, M., Rosser, N., Lim, M. et Lato, M. (2014). Terrestrial laser scanning of rock slope instabilities. *Journal of Earth Surface Processes and Landforms*, 39, 80–97.

Abellán, A., Vilaplana, J. et Martínez, J. (2006). Application of a long-range terrestrial laser scanner to a detailed rockfall study at vall de núria (eastern pyrenees, spain). *Journal of Engineering Geology*, 88, 136–148.

Abraham, D. et Kuhnle, R. (2006). Using high resolution bathymetric data for measuring bed-load transport. *Proceedings of the Eighth Federal Interagency Sedimentation Conference*.

ADINA (2019). *Theory and Modeling Guide. Report ARD 06-7.* Watertown, MA, USA.

Alfano, G., Marfia, S. et Sacco, E. (2006). A cohesive damage–friction interface model accounting for water pressure on crack propagation. *Journal of Computer methods in applied mechanics and engineering*, 196(1-3), 192–209.

Alliard, P. M. (2006). *Évaluation de la stabilité sismique des barrages-poids en considérant l'endommagement du système de drainage*. Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal.

Alliard, P. M. et Léger, P. (2008). Earthquake safety evaluation of gravity dams considering aftershocks and reduced drainage efficiency. *Journal of Engineering Mechanics*, 134, 12–22.

Altarejos-García, L., Escuder-Bueno, I. et Morales-Torres, A. (2015). Advances on the failure analysis of the dam—foundation interface of concrete dams. *Materials*, 8(12), 8255–8278.

Anciaux, G. et Molinari, J.-F. (2009). Contact mechanics at the nanoscale, a 3d multiscale approach. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 79, 1041–1067.

Anciaux, G. et Molinari, J.-F. (2010). Sliding of rough surfaces and energy dissipation with a 3d multiscale approach. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 83, 1255–1271.

ANCOLD (1998). *Guidelines for design of dams for earthquake.* Australian National Committe on Large Dams, Hobart, Australie.

Andjelkovic, V., Pavlovic, N., Lazarevic, Z. et Nedovic, V. (2015). Modelling of shear characteristics at the concrete–rock mass interface. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 76, 222–236.

Angadi, S., Jackson, R., Choe, S., Flowers, G., Lee, B. et Zhong, L. (2012). A multiphysics finite element model of a 35a automotive connector including multiscale rough surface contact. *Journal of Electronic Packaging*, 134(1), 011001.

Arabshahi, H. et Lotfi, V. (2008). Earthquake response of concrete gravity dams including dam–foundation interface nonlinearities. *Journal of Engineering Structures*, 30, 3065–3073.

Armesto, J., Ordóñz, C., Alejano, L. et Arias, P. (2009). Terrestrial laser scanning used to determine the geometry of a granite boulder for stability analysis purposes. *Journal of Geomorphology*, 106, 271–277.

Asadollahi, P., Invernizzi, M. C., Addotto, S. et Tonon, F. (2010). Experimental validation of modified Barton's model for rock fractures. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43, 597–613.

Asadollahi, P. et Tonon, F. (2010). Constitutive model for rock fractures : Revisiting Barton's empirical model. *Journal of Engineering Geology*, 113, 11–32.

Aubertin, M., Li, L. et Simon, R. (2000). A multiaxial stress criterion for short-and long-term strength of isotropic rock media. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 37, 1169–1193.

AUTOCAD (2015). Autodesk - manual user's. Rapport technique, Inc.

Babanouri, N. et Nasab, S. K. (2017). Proposing triangulation-based measures for rock fracture roughness. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(4), 1055–1061.

Bahaaddini, M., Hagan, P., Mitra, R. et Hebblewhite, B. (2014). Scale effect on the shear behaviour of rock joints based on a numerical study. *Journal of Engineering Geology*, 181, 212–223.

Bahaaddini, M., Sharrock, G. et Hebblewhite, B. (2013). Numerical direct shear tests to model the shear behaviour of rock joints. *Journal of Computers and Geotechnics*, 51, 101–115.

Bailey, C. et Cross, M. (1995). A finite volume procedure to solve elastic solid mechanics problems in three dimensions on an unstructured mesh. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 38, 1757–1776.

Bakhtin, B. et Dumenko, V. (1979). Seismic stability of a concrete gravity dam having a lightweight profile. *Journal of Hydrotechnical Construction*, 5, 445–450.

Ballivy, G., Gravel, C., El Malki, T., Rivard, P., Rousseau, B. et Gagnon, J. (2007). The shear strength of joints in existing dam foundations. *11th International Congress of Rock Mechanics*. International Society for Rock Mechanics, Lisbon, Portugal, 711–714.

Bandis, S., Lumsden, A. et Barton, N. (1981). Experimental studies of scale effects on the shear behavior of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanical Abstracts*, 18, 1–21.

Bandis, S., Lumsden, A. et Barton, N. (1983). Fundamentals of rock joint deformation. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 20, 249–268.

Barpi, F. et Valente, S. (2008). Modeling water penetration at dam-foundation joint. *Journal of Engineering Fracture Mechanics*, 75(3-4), 629–642.

Bartlett, F. M. et Macgregor, J. G. (1994). Effect of core diameter on concrete core strengths. *ACI Materials Journal*, 91, 460–470.

Barton, N. (1973). Review of a new shear-strength criterion for rock joints. *Journal of Engineering Geology*, 7(4), 287–332.

Barton, N. (1981). Some size dependent properties of joints and faults. *Geophysical Research Letters*, 8, 667–670.

Barton, N. (1982). Modelling rock joint behavior from in situ block tests : implications for nuclear waste repository design (vol. 308). Rapport technique, Office of Nuclear Waste Isolation, Battelle Project Management Division.

Barton, N. (2013). Shear strength criteria for rock, rock joints, rockfill and rock masses : Problems and some solutions. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 5, 249–261.

Barton, N., Bandis, S. et Bakhtar, K. (1985). Strength, deformation and conductivity coupling of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 22, 121–140.

Barton, N. et Choubey, V. (1977). The shear strength of rock joints in theory and practice. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 10, 1–54.

Basili, M. et Nuti, C. (2011). Simulation and base sliding of concrete gravity dams. *Journal of Computational Methods in Earthquake Engineering*, 21, 427–454.

Bathe, K.-J. (2006). *Finite element procedures*. K.J. Bathe, Watertown, MA, USA.

Bathe, K. J. et Chaudhary, A. (1985). A solution method for planar and axisymmetric contact problems. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 21(1), 65–88.

Bauret, S. et Rivard, P. (2015). Predicting the tensile bond trength of the concrete-rock interface through a parametric laboratory study. *Annual CDA Conference*. Canadian Dam Association, Toronto, ON, Canada, 77–91.

Beckmann, P. et Spizzichino, A. (1987). *The scattering of electromagnetic waves from rough surfaces*. Artech House, Norwood, MA, USA.

Beer, A., Stead, D. et Coggan, J. (2002). Estimation of the joint roughness coefficient (jrc) by visual comparison. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 35, 65–74.

Beer, G. et Watson, J. O. (1992). *Introduction to finite and boundary element methods for engineers*. John Wiley and Sons, Hoboken, NJ, USA.

Belem, T., Homand-Etienne, F. et Souley, M. (2000). Quantitative parameters for rock joint surface roughness. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 33, 217–242.

Bieniawski, Z. (1984). *Rock mechanics design in mining and tunnelling*. Balkema, Rotterdam, Pays-bas.

Bieniawski, Z. T. (1974). Estimating the strength of rock materials. *Journal of the Southern African Institute of Mining and Metallurgy*, 74(8), 312–320.

Bilskie, M. V. et Hagen, S. C. (2013). Topographic accuracy assessment of bare earth lidar-derived unstructured meshes. *Journal of Advances in Water Resources*, 52, 165–177.

Bobet, A., Fakhimi, A., Johnson, S., Morris, J., Tonon, F. et Yeung, M. R. (2009). Numerical models in discontinuous media : review of advances for rock mechanics applications. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 135, 1547–1561.

Bolzon, G. (2010). Collapse mechanisms at the foundation interface of geometrically similar concrete gravity dams. *Journal of Engineering Structures*, 32, 1304–1311.

Bonnet, M. (1920). *Cours de barrages*. École Spéciale des Travaux Publics.

Bouaanani, N. (2015). *Multiscale modeling and analysis of shear response at dam-rock interfaces. Application for Collaborative Research and Development Grant (Poyltechnique/Hydro-Québec).*

Bouaanani, N. et Lu, F. (2009). Assessment of potential-based fluid finite elements for seismic analysis of dam-reservoir systems. *Journal of Computers and Structures*, 87(3-4), 206–224.

Bouchard, S. (1991). *Stabilité des ouvrages miniers*. Collège de la région de l'amiante, Thetford Mines, QC, Canada.

Bretas, E. M., Lemos, J. V. et Lourenço, P. B. (2014). A dem based tool for the safety analysis of masonry gravity dams. *Journal of Engineering Structures*, 59, 248–260.

Brodu, N. et Lague, D. (2012). 3d terrestrial lidar data classification of complex natural scenes using a multi-scale dimensionality criterion : applications in geomorphology. *ISPRS Journal of Photogrammetry and Remote Sensing*, 68, 121–134.

Brown, E. (1987). *Analytical and computational methods in engineering rock mechanics*. Allen and Unwin, Crows Nest, Australie.

Bruce, B., Haneberg, W. C. et Drazba, M. C. (2013). Using qualitative slope hazard maps and quantitative probabilistic slope stability models to constrain least-cost pipeline route optimization. *Offshore Technology Conference*.

Bucher, F., Knothe, K. et Theiler, A. (2002). Normal and tangential contact problem of surfaces with measured roughness. *Wear*, 253, 204–218.

Buzzi, O. et Casagrande, D. (2018). A step towards the end of the scale effect conundrum when predicting the shear strength of large in situ discontinuities. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 105, 210–219.

Buzzi, O., Casagrande, D. et Giacomini, A. (2017). A new approach to avoid the scale effect when predicting the shear strength of large in situ discontinuity. *GeoOttawa 2017, 70th Canadian Geotechnical Conference*.

Cacciari, P. P. et Futai, M. M. (2017). Modeling a shallow rock tunnel using terrestrial laser scanning and discrete fracture networks. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(5), 1217–1242.

CADAM3D (2019). *https ://cadam3d.ca/, Date accessed : 29 June 2019.*

Calvetti, F., Frenez, T., Vecchiotti, M., Piffer, G., Mair, V. et Mosna, D. (2019). Dem simulation of the evolution of an unstable rock face : A modelling procedure for back analysis of rockslides. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52(1), 149–161.

Casagrande, D., Buzzi, O. et Giacomini, A. (2017). A study of the scale effect influencing the shear strength of a large natural discontinuity. *GeoOttawa 2017, 70th Canadian Geotechnical Conference*.

Caudal, P., Grenon, M., Turmel, D. et Locat, J. (2017). Analysis of a large rock slope failure on the east wall of the lab chrysotile mine in canada : Lidar monitoring and displacement analyses. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(4), 807–824.

CDA (2007). *Dam safety guidelines*. Canadian Dam Association, Edmonton, AB, Canada.

CFBR (2012). *Recommandations pour la justification de la stabilité des barrages-poids*. Comité Français des Barrages et Réservoirs, Paris, France.

Champagne, K. (2012). *Contribution à l'étude des paramètres de résistance au cisaillement des barrages en béton au Québec*. Mémoire de maîtrise, Université de Sherbrooke.

Chen, H., Liu, D. et Qi, L. (2018). Spatial estimation of material parameters and refined finite-element analysis of rockfill dam based on construction digitization. *International Journal of Geomechanics*, 18(10), 04018119.

Chen, W. F. et Han, D.-J. (2012). *Plasticity for structural engineers*. Springer, New York, NY, USA.

Chen, Y., Cao, P., Mao, D., Pu, C. et Fan, X. (2014). Morphological analysis of sheared rock with water–rock interaction effect. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70, 264–272.

Cheng, H. et Zhou, X. (2018). Numerical simulation of the dynamic frictional contact problem for crack slip based on the multidimensional space method. *Journal of Engineering Mechanics*, 145(2), 04018128.

CloudCompare (2015). *EDF R&D. Cloud Compare (version 2.4) [GPL software] http ://www.danielgm.net/cc/*. Paris, France.

Coulson, J. H. (1972). Shear strength of flat surfaces in rock. *Stability of rock slopes*. American Society of Civil Engineering, Reston, VA, USA, 77–105.

Crouch, S. L., Starfield, A. M. et Rizzo, F. (1983). Boundary element methods in solid mechanics. *Journal of Applied Mechanics*, 50, 704.

Cundall, P. A. (1980). Udec-a generalised distinct element program for modelling jointed rock. Rapport technique, DTIC Document.

Cundall, P. A. (1988). Formulation of a three-dimensional distinct element model—part i. a scheme to detect and represent contacts in a system composed of many polyhedral blocks. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 25, 107–116.

Cundall, P. A. (2000). Numerical experiments on rough joints in shear using a bonded particle model. *Aspects of tectonic faulting*, Springer, New York, NY, USA. 1–9.

Curtis, D. D., Hasan, H. et Sooch, G. S. (2017). Shear strength of concrete lift joints from extensive lab testing compared to theoretical results. *Annual USSD Conference, Anaheim, California, U.S.A.*

Dai, Z., Liu, J. T., Wei, W. et Chen, J. (2014). Detection of the three gorges dam influence on the changjiang (yangtze river) submerged delta. *Scientific Reports*, 4, 6600.

Dawson, E., Roth, W. et Drescher, A. (1999). Slope stability analysis by strength reduction. *Journal of Géotechnique*, 49, 835–840.

Desai, C. S. et Siriwardane, H. J. (1984b). *Constitutive laws for engineering materials with emphasis on geologic materials*. Prentice-Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.

Desrues, J. (2002). Limitations du choix de l'angle de frottement pour le critère de plasticité de Drucker-Prager. *Revue Française de Génie Civil*, 6, 853–862.

Develi, K., Babadagli, T. et Comlekci, C. (2001). A new computer-controlled surface-scanning device for measurement of fracture surface roughness. *Journal of Computers and Geosciences*, 27(3), 265–277.

Divoux, P. (1997). *Modelisation du comportement hydromécanique des discontinuités dans les structures et les fondations rocheuses. Application aux barrages en béton.* Thèse de doctorat, Université Joseph Fourier.

Donnelly, C. R. (2005). Assessing the safety and security of dams. *Safety & security of energy infrastructures in a comparative view (SEIF-CV)*. Directorate-General for Energy and Transport (European Commission), Bruxelle, Belgique.

Dotta, G., Gigli, G., Ferrigno, F., Gabbani, G., Nocentini, M., Lombardi, L., Agostini, A., Nolesini, T. et Casagli, N. (2017). Geomechanical characterization and stability analysis of the bedrock underlying the Costa Concordia cruise ship. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(9), 2397–2412.

Du, J. et Teng, H. (2007). 3d laser scanning and gps technology for landslide earthwork volume estimation. *Journal of Automation in Construction*, 16, 657–663.

Dunbar, J. A., Allen, P. M. et Higley, P. D. (1999). Multifrequency acoustic profiling for water reservoir sedimentation studies. *Journal of Sedimentary Research*, 69(2), 518–527.

Dunning, S., Massey, C. et Rosser, N. (2009). Structural and geomorphological features of landslides in the bhutan himalaya derived from terrestrial laser scanning. *Journal of Geomorphology*, 103, 17–29.

Durand, J., Royet, P. et Mériaux, P. (1999). *Technique des petits barrages en Afrique sahélienne et équatoriale*. Editions Quae.

El-Soudani, S. (1978). Profilometric analysis of fractures. *Metallography*, 11(3), 247–336.

Eltervaag (2013). *Sliding Stability of Lightweight Concrete Dams*. Mémoire de maîtrise, Norwegian University of Science and Technology, Trondhiem.

EPRI (1992). Uplift pressures, shear strengths and tensile strengths for stability analysis of concrete gravity dams. Rapport technique TR-100345, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA, USA.

Esaki, T., Ikusada, K., Aikawa, A. et Kimura, T. (1992). Surface roughness and hydraulic properties of sheared rock. in fractured and jointed rock masses. *Proceedings of the Conference on Fractured and Jointed Rock Masses*. Balkema, Rotterdam, Pays-bas.

Espada, M., Muralha, J., Lemos, J. V., Jiang, Q., Feng, X. T., Fan, Q. et Fan, Y. (2018). Safety analysis of the left bank excavation slopes of baihetan arch dam foundation using a discrete element model. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51(8), 2597–2615.

Eterovic, A. et Bathe, K. (1991). On the treatment of inequality constraints arising from contact conditions in finite element analysis. *Journal of Computers and Structures*, 40, 203–209.

Fairhurst, C. (1964). On the validity of the 'brazilian'test for brittle materials. *International Journal of Rock Mechanics and Mining*, 1, 535–546.

Fallah, N., Bailey, C., Cross, M. et Taylor, G. (2000). Comparison of finite element and finite volume methods application in geometrically nonlinear stress analysis. *Journal of Applied Mathematical Modelling*, 24, 439–455.

Fan, W., Cao, P. et Tang, G. (2019). Experimental and numerical study on the damage evolution of random rock joint surface during direct shear under cnl condition. *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 37(2), 975–983.

Fardin, N., Stephansson, O. et Jing, L. (2001). The scale dependence of rock joint surface roughness. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38(5), 659–669.

Fathi, A., Moradian, Z., Rivard, P. et Ballivy, G. (2016). Shear mechanism of rock joints under pre-peak cyclic loading condition. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 83, 197–210.

Fathi, a., Moradian, Z. A., Rivard, P., Ballivy, G. et Boyd, A. (2015). Geometric effect of asperities on shear mechanism of rock joints. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49, 801–820.

Feder, J. (1988). *Fractals*. Plenum Press.

Fell, R., MacGregor, P., Stapledon, D., Bell, G. et Foster, M. (2014). *Geotechnical engineering of dams*. CRC press, New-York, NY, USA.

FEMAP (2015). http ://www.plm.automation.siemens.com/en_us/products/femap/.

Fenves, G. et Chopra, A. K. (1984). Earthquake analysis and response of concrete gravity dams. Rapport technique UCB/EERC-84/10, University of California, Berkeley, CA, USA.

Fenves, G. et Chopra, A. K. (1987). Simplified earthquake analysis of concrete gravity dams. *Journal of Structural Engineering*, 113, 1688–1708.

FERC (2000). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects - Draft chapter III : Gravity dams*. Federal Energy Regulatory Commission, Washington, DC, USA.

FERC (2002). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects - Draft chapter III : Gravity dams*. Federal Energy Regulatory Commission, Washington, DC, USA.

FERC (2016). *Engineering guidelines for the evaluation of hydropower projects - Draft chapter III : Gravity dams*. Federal Energy Regulatory Commission, Washington, DC, USA.

Ficker, T. et Martivsek, D. (2015). Alternative method for assessing the roughness coefficients of rock joints. *Journal of Computing in Civil Engineering*, 30(4), 04015059.

FRCOLD (2008). French recommendations for limit-state analytical review of gravity dam stability. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 12(9), 1137–1164.

Fronteddu, L., Leger, P. et Tinawi, R. (1998). Static and dynamic behavior of concrete lift joint interfaces. *Journal of Structural Engineering*, 124, 1418–1430.

Furnans, J. et Austin, B. (2008). Hydrographic survey methods for determining reservoir volume. *Journal of Environmental Modelling and Software*, 23, 139–146.

Gasc-Barbier, M. et Guittard, J. (2009). Comportement au cisaillement d'un joint rocheux naturel. *Revue Française de Géotechnique*, 128, 5–12.

Ge, Y., Kulatilake, P. H., Tang, H. et Xiong, C. (2014). Investigation of natural rock joint roughness. *Journal of Computers and Geotechnics*, 55, 290–305.

Ge, Y., Tang, H., Ez Eldin, M. A. M., Wang, L., Wu, Q. et Xiong, C. (2016). Evolution process of natural rock joint roughness during direct shear tests. *International Journal of Geomechanics*, 17(5), E4016013.

Ghaemmaghami, A. R. et Ghaemian, M. (2008). Experimental seismic investigation of Sefid-Rud concrete buttress dam model on shaking table. *Journal of Earthquake Engineering Structure Dynamic*, 37, 809–823.

Ghazvinian, A., Taghichian, A., Hashemi, M. et Mar'ashi, S. (2010). The shear behavior of bedding planes of weakness between two different rock types with high strength difference. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43, 69–87.

Ghosh, A. K. (2010). Shear strength of dam-foundations rock interface - a case study. *Indian Geotechnical Conference*.

Gibert, G., Prabel, B., Gravouil, A. et Jacquemoud, C. (2019). A 3d automatic mesh refinement x-fem approach for fatigue crack propagation. finite elements in analysis and design. *Journal of Finite Elements in Analysis and Design*, 157, 21–37.

Ginther, C., Deible, J. et Rizzo, P. (2014). Treatment of gravity dam foundation during construction. *Annual USSD Conference, San Francisco, Calfornia, U.S.A.*

Girardeau-Montant, D. (2006). *Détection de changement sur des données géométriques tridimensionnelles*. Thèse de doctorat, Signal and Image Processing Department, Telecom Paris.

Gonzales, R. et Woods, R. (2008). *Digital image processing*. Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ, USA.

Goodman, R. E. et Bro, A. (2005). Shear strength of a foundation with two dimensional roughness. *Alaska Rocks 2005, The 40th US Symposium on Rock Mechanics (USRMS)*. American Rock Mechanics Association, Alexandria, VA, USA.

Grasselli, G. et Egger, P. (2003). Constitutive law for the shear strength of rock joints based on three-dimensional surface parameters. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 25–40.

Grasselli, G., Wirth, J. et Egger, P. (2002). Quantitative three-dimensional description of a rough surface and parameter evolution with shearing. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39, 789–800.

Gravel, C., Moradian, Z., Fathi, A., Ballivy, G., Rivard, P., et Quirion, M. (2015). In situ shear testing of simulated dam concrete-rock interfaces. *13th International Congress of Rock Mechanics*. International Society for Rock Mechanics, Lisbon, Portugal.

Grenon, M., Caudal, P., Amoushahi, S., Turmel, D. et Locat, J. (2017). Analysis of a large rock slope failure on the east wall of the lab chrysotile mine in canada : back analysis, impact of water infilling and mining activity. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(2), 403–418.

Griffith, A. A. (1920). The phenomena of flow and rupture in solids. *Philosophical Transactions of the Royal Society A*, 221, 163–198.

GSC (2006). *Earthquakes Canada, Geological Survey of Canada, http :// earthquakescanada.nrcan.gc.ca, Date accessed : 27 September 2006.*

Gu, X. F., Seidel, J. P. et Haberfield, C. M. (2003). Direct shear test of sandstone-concrete joints. *International Journal of Geomechanics*, 3, 21–33.

Gupta, H. K. et Ramaseshan, S. (1992). Reservoir-induced earthquakes. *Journal of Current Science*, 62, 183–198.

Gutiérrez, J. G., Senent, S., Melentijevic, S. et Jimenez, R. (2018). Distinct element method simulations of rock-concrete interfaces under different boundary conditions. *Journal of Engineering Geology*, 240, 123–139.

Gutiérrez, M. (2013). *Shear resistance for concrete dams*. Thèse de doctorat, Norwegian University of Science and Technology, Trondhiem.

Haberfield, C. et Seidel, J. (1999). Some recent advances in the modelling of soft rock joints in direct shear. *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 17(3-4), 177–195.

Haque, A. et Kodikara, J. (2012). A simplified analytical model for predicting the shear behaviour of regular triangular rock/concrete joints under constant normal stiffness. *Journal of Géotechnique*, 62(2), 171–176.

Harris, D., Snorteland, N., Dolen, T. et Travers, F. (2000). Shaking table 2-d models of a concrete gravity dams. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 29, 769–787.

Hasan, H., Nottis, A., Krohmer, B., Triplett, D. et Vargas, B. (2016). High capacity anchors on existing concrete dams - application to two TVA dams. *Annual USSD Conference, Denver, Colorado, U.S.A.*

Haverland, M. L. et Slebir, E. J. (1972). Methods of performing and interpreting in situ shear tests. *Stability of Rock Slopes*.

Hencher, S. et Richards, L. (1989). Laboratory direct shear testing of rock discontinuities. *Journal of Ground Engineering*, 22, 24–31.

Hencher, S. et Richards, L. (2015). Assessing the shear strength of rock discontinuities at laboratory and field scales. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48, 883–905.

Hoek, E. et Brown, E. T. (1980). Empirical strength criterion for rock masses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 106, 1013–1035.

Hong, E. S., Lee, I. M. et Lee, J. S. (2006). Measurement of rock joint roughness by 3d scanner. *Geotechnical Testing Journal*, 29(6), 482–489.

Hong, E. S., Lee, J. S. et Lee, I. M. (2008). Underestimation of roughness in rough rock joints. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 32(11), 1385–1403.

Horyna, T. (1999). *Reliability analysis of base sliding of concrete gravity dams subjected to earthquakes*. Thèse de doctorat, University of British Columbia.

Hossaini, K. A., Babanouri, N. et Nasab, S. K. (2014). The influence of asperity deformability on the mechanical behavior of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70, 154–161.

Hsiao, K., Liu, J., Yu, M. et Tseng, Y. (2004). Change detection of landslide terrains using ground-based lidar data. *International Archives of Photogrammetry Remote Sensing and Spatial Information Sciences*, 35, 617–621.

Hu, H., Fernandez-Steeger, T., Dong, M. et Azzam, R. (2012). Numerical modeling of lidar-based geological model for landslide analysis. *Journal of Automation in Construction*, 24, 184–193.

Huang, M. et Jia, C. (2009). Strength reduction fem in stability analysis of soil slopes subjected to transient unsaturated seepage. *Journal of Computers and Geotechnics*, 36, 93–101.

Hydro-Québec (2015). http ://www.hydroquebec.com/en/.

Hyun, S., Pei, L., Molinari, J.-F. et Robbins, M. O. (2004). Finite-element analysis of contact between elastic self-affine surfaces. *Physical Review E*, 70, 026–117.

ICOLD (1983). Seismicity and dam design. Rapport technique Bulletin 46, International Commission on Large Dams, Paris, France.

ICOLD (1990). Conventional methods in constructions – review – bulletin 76. Rapport technique, International Commission on Large Dams, Paris, France.

ICOLD (1993). Seismicity and dam design. Rapport technique Bulletin 88, International Commission on Large Dams, Paris, France.

ICOLD (2004). Sliding safety of existing gravity dams - final report. Rapport technique, International Commission on Large Dams, Paris, France.

Indraratna, B. et Haque, A. (2000). Experimental and numerical modeling of shear behaviour of rock joints. *GeoEng 2000*. International Society for Rock Mechanics, Lisbon, Portugal.

Irani, F. K. et Khan, A. S. (1987). Failure behavior of rocks at ambient temperature. *Journal of Mechanics of Materials*, 6, 271–283.

ITSACA (1993). FLAC manual 1993. Rapport technique, ITASCA Consulting Group, Ltd., Natick, MA, USA.

ITSACA (1994). 3DEC codes manuals. Rapport technique, ITASCA Consulting Group, Ltd., Natick, MA, USA.

ITSACA (1995). PFC codes manuals. Rapport technique, ITASCA Consulting Group, Ltd., Natick, MA, USA.

Jaeger, J. (1971). Friction of rocks and stability of rock slopes. *Journal of Géotechnique*, 21, 97–134.

Jaeger, J. et Cook, N. (1979). *Fundamentals of rock mechanics*. CRC press, New-York, NY, USA.

Jafari, M. K., Hosseini, K. A., Pellet, F., Boulon, M. et Buzzi, O. (2003). Evaluation of shear strength of rock joints subjected to cyclic loading. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 23(7), 619–630.

Jalalifar, H. et Aziz, N. (2010). Experimental and 3d numerical simulation of reinforced shear joints. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 43, 95–103.

Jansen, R. (1988). *Advanced dam engineering for design, construction, and rehabilitation*. Springer, New York, NY, USA.

Javanmardi, F., Léger, P. et Tinawi, R. (2005). Seismic water pressure in cracked concrete gravity dams : experimental study and theoretical modeling. *Journal of Structural Engineering*, 131(1), 139–150.

Jermy, C. (1995). A laser scanning device to measure joint surface roughness. *Mechanics of jointed and faulted rock*. Balkema, Rotterdam, Pays-bas, 169–174.

Jiang, Y., Li, B. et Tanabashi, Y. (2006). Estimating the relation between surface roughness and mechanical properties of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 43, 837–846.

Jing, L. (2003). A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 283–353.

Johansson, F. (2009). *Shear strength of unfilled and rough rock joints in sliding stability analyses of concrete dams*. Thèse de doctorat, Royal Institute of Technology of Stockolm.

Johansson, F. (2016). Influence of scale and matedness on the peak shear strength of fresh, unweathered rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 82, 36–47.

Johansson, F. et Stille, H. (2014). A conceptual model for the peak shear strength of fresh and unweathered rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 69, 31–38.

Jones, L. (2006). Monitoring landslides in hazardous terrain using terrestrial lidar : an example from montserrat. *Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology*, 39, 371–373.

Kanatani, M., Nishi, K. et Nogami, T. (1997). Earthquake response of submerged gravity foundation on soft rock. *Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 16, 125–139.

Karami, A. et Stead, D. (2008). Asperity degradation and damage in the direct shear test : a hybrid fem/dem approach. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 41, 229–266.

Kasai, M., Ikeda, M., Asahina, T. et Fujisawa, K. (2009). Lidar-derived dem evaluation of deep-seated landslides in a steep and rocky region of japan. *Journal of Geomorphology*, 113, 57–69.

Kazerani, T., Yang, Z.-Y. et Zhao, J. (2012). A discrete element model for predicting shear strength and degradation of rock joint by using compressive and tensile test data. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 45, 695–709.

Khabbaz, H. et Fell, R. (1999). Concrete strength for stability analysis of concrete dams. Rapport technique, Unpublished report, School of Civil and Environmental Engineering, The University of New South Wales, Sydney.

Khoshelham, K., Altundag, D., Ngan-Tillard, D. et Menenti, M. (2011). Influence of range measurement noise on roughness characterization of rck surfaces using terrestrial laser scanning. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 48(8), 1215–1223.

Kimura, T. et Esaki, T. (1995). A new model for the shear strength of rock joints with irregular surfaces. *Mechanics of jointed and faulted rock*. Balkema, Rotterdam.

Kodikara, J. K. et Johnston, I. W. (1994). Shear behaviour of irregular triangular rock-concrete joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 31(4), 313–322.

Krounis, A. et Johansson, F. (2011). The influence of correlation between cohesion and friction angle on the probability of failure for sliding of concrete dams. *Proceedings of the 3rd International Forum on Risk Analysis*.

Krounis, A., Johansson, F. et Larsson, S. (2015). Effects of spatial variation in cohesion over the concrete-rock interface on dam sliding stability. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7, 659–667.

Krounis, A., Johansson, F. et Larsson, S. (2016). Shear strength of partially bonded concrete–rock interfaces for application in dam stability analyses. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(7), 2711–2722.

Krsmanovic, D. et Popovic, M. (1966). Large scale field tests of the shear strength of limestone. *1st International Society for Rock Mechanics Congress*.

Kulatilake, P., P., B., Park, J. et Morgan, R. (2006). Natural rock joint roughness quantification through fractal techniques. *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 24, 1181–1201.

Kulatilake, P. et Um, J. (1999). Requirements for accurate quantification of self-affine roughness using the roughness-length method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 36, 5–18.

Kulatilake, P., Um, J. et Pan, G. (1997). Requirements for accurate estimation of fractal parameters for self-affine roughness profiles using the line scaling method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 30(4), 181–206.

Kulatilake, P., Um, J. et Pan, G. (1998). Requirements for accurate quantification of fractal parameters for self-affine roughness using the variogram method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 35(4), 4167–4189.

Kulatilake, P. H. S. W., Shou, G., Huang, T. H. et Morgan, R. M. (1995). New peak shear strength criteria for anisotropic rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 32(7), 673–697.

Kutter, H. K. et Otto, F. (1990). Influence of parallel and cross joints on shear behaviour of rock discontinuities. *Proceedings of Rock Joints*.

Ladanyi, B. et Archambault, G. (1969). Simulation of shear behavior of a jointed rock mass. *The 11th US Symposium on Rock Mechanics*. American Rock Mechanics Association, Alexandria, VA, USA, 105–125.

Ladanyi, B. et Archambault, G. (1980). Direct and indirect determination of shear strength of rock mass. *AIME Annual Meeting, Las Vegas*.

Lam, T. S. et Johnston, I. W. (1989). Shear behavior of regular triangular concrete/rock joints-evaluation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115, 728–740.

Lambert, C. et Coll, C. (2014). Discrete modeling of rock joints with a smooth-joint contact model. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 6, 1–12.

Lanaro, F., Jing, L. et Stephansson, O. (1998). 3-d-laser measurements and representation of roughness of rock fractures. *Proceedings of Mechanics of Jointed and Faulted Rock*, 1, 185–189.

Lato, M., Diederichs, M., Hutchinson, D. et Harrap, R. (2009). Optimization of lidar scanning and processing for automated structural evaluation of discontinuities in rockmasses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science*, 46, 194–199.

Lato, M. J. et Voge, M. (2012). Automated mapping of rock discontinuities in 3d lidar and photogrammetry models. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, (54), 150–158.

Leal-Gomes, M. J. A. (2003). Some new essential questions about scale effects on the mechanics of rock mass joints. *10th ISRM Congress*.

Leclerc, M., Léger, P. et Tinawi, R. (2003). Computer aided stability analysis of gravity dams—cadam. *Journal of Advances in Engineering Software*, 34(7), 403–420.

Lee, H. S., Park, Y. J., Cho, T. F. et You, K. H. (2001). Influence of asperity degradation on the mechanical behavior of rough rock joints under cyclic shear loading. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38(7), 967–980.

Lee, Y., Carr, J., Barr, D. et Haas, C. (1990). The fractal dimension as a measure of the roughness of rock discontinuity profiles. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 27, 453–464.

Lee, Y.-K., Park, J.-W. et Song, J.-J. (2014). Model for the shear behavior of rock joints under cnl and cns conditions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70, 252–263.

Lemos, J. (2014). Representation of rock discontinuities in safety analysis of large dams. *Rock engineering and rock mechanics : structures in and on rock, Eurock2014*. International Society for Rock Mechanics, Lisbon, Portugal, 29–38.

Léger, P. et Leclerc, M. (1996). Evaluation of earthquake ground motions to predict cracking response of gravity dams. *Journal of Engineering Structures*, 18(3), 227–239.

Li, R., Di, K. et Ma, R. (2001). A comparative study of shoreline mapping techniques. *4th International symposium on computer mapping and GIS for coastal zone management*.

Li, Y. et Huang, R. (2015). Relationship between joint roughness coefficient and fractal dimension of rock fracture surfaces. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 75, 15–22.

Li, Y., Oh, J. et Canbulat, I. (2017). A fractal model for the shear behaviour of large-scale opened rock joints. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50, 67–79.

Li, Y., Oh, J., Mitra, R. et Hebblewhite, B. (2014). A study of a joint model incorporating excavation-induced opening effect. *ISRM Regional Symposium-EUROCK 2014*.

Li, Y., Oh, J., Mitra, R. et Hebblewhite, B. (2016). Experimental studies on the mechanical behaviour of rock joints with various openings. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(3), 837–853.

Li, Y. et Zhang, Y. (2015). Quantitative estimation of joint roughness coefficient using statistical parameters. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 77, 27–35.

Lin, H., Liu, B. et Li, J. (2012). Numerical study of a direct shear test on fluctuated rock joint. *Electronic Journal of Geotechnic Engineering*, 17, 1577–1591.

Link, H. (1969). *The sliding stability of dams*. Water Power.

Liu, W., Chen, S., Boyajian, D. et Hauser, E. (2010). Application of 3d lidar scan of bridge under static load testing. *Journal of Material Evaluation*, 68(12), 1359–1367.

Liu, X., Wang, S. et Wang, E. (2011). A study on the uplift mechanism of Tongjiezi dam using a coupled hydro-mechanical model. *Journal of Engineering Geology*, 117, 134–150.

Lo, K. et Grass, J. D. (1994). Recent experience with safety assesment of concrete dams on rock foundation. *Canadian Dam Safety Conference*. Canadian Dam Safety Association, Edmonton, AB, Canada, 231–250.

Lo, K., Lukajic, B., Wang, S., Ogawa, T. et Tsui, K. K. (1990). Evaluation of strengh parameters of concrete-rock interface for dam safety assessment. *Canadian Dam Safety Conference*. Canadian Dam Safety Association, Edmonton, AB, Canada, 71–94.

Lo, K., Ogawa, T., Lukajic, B. et Dupak, D. D. (1991a). Measurements of strength parameters of concrete-rock contact at the dam-foundation interface. *Geotechnical Testing Journal*, 14, 383–394.

Lo, K., Ogawa, T., Lukajic, B., Smith, G. F. et Tang, J. H. K. (1991b). The evaluation of stability of existing concrete dams on rock foundations and remedial measures. *17th Congress*. International Commission on Large Dams, Paris, Frane, 963–990.

Lopez Cela, J. (2002). Material identification procedure for elastoplastic Drucker–Prager model. *Journal of Engineering Mechanics*, 128, 586–591.

Maerz, N. et Franklin, J. (1990). Roughness scale effect and fractal dimension. *1st international workshop on scale effects in rock masses*.

Mah, J., Samson, C., McKinnon, S. D. et Thibodeau, D. (2013). 3d laser imaging for surface roughness analysis. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 58, 111–117.

Maksimović, M. (1996). The shear strength components of a rough rock joint. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 33, 769–783.

Mandelbrot, B. (1983). *The fractal geometry of nature*. WHFreeman.

Mandelbrot, B. (1985). Self-affine fractal and fractal dimension. *Physica Scripta*, 32, 257–260.

Mandelbrot, B. et Van Ness, J. (1968). Frictional brownian motions, fractional noises and applications. *Society for Industrial and Applied Mathematics review*, 4, 422–437.

Martt, D. F., Shakoor, A. et Greene, B. H. (2005). Austin dam, Pennsylvania : the sliding failure of a concrete gravity dam. *Journal of Environmental and Engineering Geoscience*, 11(1), 61–72.

MATLAB (2019). The Mathworks. Rapport technique, Inc., Natick, MA, USA.

McLean, F. et J.S., P. (1988). Comparison for joint shear strength for conventional and roller compacted concrete. *Proceedings conference sponsored by Construction, Geotechnical Engineering, Material Engineering Division of ASCE*.

Mehrishal, S., Sharifzadeh, M., Shahriar, K. et Song, J. J. (2016). An experimental study on normal stress and shear rate dependency of basic friction coefficient in dry and wet limestone joints. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(12), 4607–4629.

Meier, J. et Bock, H. (2014). Stability of a block resting on an inclined plane—a classical problem revisited. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70, 407–417.

Mir, R. A. et Taylor, C. A. (1996). An investigation into the base sliding response of rigid concrete gravity dams to dynamic loading. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 79–98.

Mohamad, M. E., Ibrahim, I. S., Abdullah, R., Rahman, A. A., Kueh, A. B. H. et Usman, J. (2015). Friction and cohesion coefficients of composite concrete-to-concrete bond. *Journal of Cement and Concrete Composites*, 56, 1–14.

Morad, D., Hatzor, Y. H. et Sagy, A. (2019). Rate effects on shear deformation of rough limestone discontinuities. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52(6), 1613–1622.

Moradian, Z., Ballivy, G. et Rivard, P. (2012). Application of acoustic emission for monitoring shear behavior of bonded concrete–rock joints under direct shear test. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 39(8), 887–896.

Moradian, Z., Ballivy, G., Rivard, P., Gravel, C. et Rousseau, B. (2010). Evaluating damage during shear tests of rock joints using acoustic emissions. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47, 590–598.

Moradian, Z., Gravel, C., Fathi, A., Ballivy, G., Rivard, P. et Quirion, M. (2013). Developing a high capacity direct shear apparatus for the large scale laboratory testing of rock joints. *RapidMiner : Data Mining Use Cases and Business Analytics Applications*, 315–320.

Mouchaorab, K. S. et Benmokrane, B. (1994). A new combined servo-controlled loading frame/direct-shear apparatus for the study of concrete or rock joint behavior under different boundary and loading conditions. *Geotechnical Testing Journal*, 17(2), 233–242.

Mouzannar, H., Bost, M., Leroux, M. et Virely, D. (2017). Experimental study of the shear strength of bonded concrete–rock interfaces : Surface morphology and scale effect. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(10), 2601–2625.

Myers, N. O. (1962). Characterization of surface roughness. *Wear*, 5, 182–189.

Nasseri, M. H. B., Grasselli, G., Mohanty, B., Wirth, J. et Braun, M. (2007). Experimental relationship between fracture toughness and fracture roughness in anisotropic granitic rock. *1st Canada-US Rock Mechanics Symposium - Rock Mechanics Meeting Society's Challenges and Demands*. American Rock Mechanics Association, Alexandria, VA, USA, 617–624.

Nguyen, H., Fernandez-Steeger, T. et Rodrigues, D. (2008). Rockfall hazard assessment using lidar - an example from lombo do monte, madeira. *GEO2008-Resources and Risks in the Earth System*. European Association of Geoscientists and Engineers, Houten, Pays-Bas.

Nguyen, V., Konietzky, H. et Fruhwirt, T. (2014). New methodology to characterize shear behavior of joints by combination of direct shear box testing and numerical simulations. *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 32, 829–846.

Nicholson, G. (1983). Design of gravity dams on rock foundations. sliding stability assessment by limit equilibrium and selection of shear strength. Rapport technique GL-83-13 - Final Report, U.S. Army Engineer Research and Development Center, Waterways Experiment Station, Mississippi Geotechnical lab, Vicksburg, MS, USA.

Nouailletas, O., Borderie, C. L. et Perlot, C. (2013). Approche continue-localisée du cisaillement : Implémentation de conditions de contact/frottement à la géométrie d'une fissure dans un modèle d'endommagement. *21e Congrès Français de Mécanique*. Association Française de Mécanique, Courbevoie, France.

Nuss, L. K., Matsumoto, N. et Hansen, K. D. (2012). Shaken, but not stirred - earthquake performance of concrete dams. *32nd Annual USSD Conference*. United States Society of Dams, Denver, CO, USA.

OFEG (2002). Sécurité des ouvrages d'accumulation : documentation de base relative à la sécurité structurale. Rapport technique, Office Fédéral des Eaux et de la Géologie.

Olsson, R. et Barton, N. (2001). An improved model for hydromechanical coupling during shearing of rock joints. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 38, 317–329.

Ottosen, N. S. (1977). A failure criterion for concrete. *Journal of Engineering Mechanics*, 103, 527–535.

Panagouli, O. et Mistakidi, E. (2010). Dependence of contact area on the resolution of fractal interfaces in elastic and inelastic problems. *International Journal for Computer-Aided Engineering and Software*, 28(6), 717–746.

Pande, G., Beer, G. et Williams, J. (1990). *Numerical methods in rock mechanics*. John Wiley and Sons, New York, NY, USA.

Pantuso, D., Bathe, K. J. et Bouzinov, P. A. (2000). A finite element procedure for the analysis of thermo-mechanical solids in contact. *Journal of Computers and Structures*, 75(6), 551–573.

Park, J. et Song, J. (2009). Numerical simulation of a direct shear test on a rock joint using a bonded-particle model. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 46, 1315–1328.

Patton, F. (1966a). Multiple modes of shear failure in rock. *First Congress of International Society of Rock Mechanics*. International Society for Rock Mechanics, Lisbon, Portugal, vol. 1, 509–513.

Patton, F. (1966b). *Multiple modes of shear failure in rock and related materials*. Thèse de doctorat, University of Illinois.

PEER (2012). *Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER) - Strong Motion Database, http ://peer.berkeley.edu/smcat/, Date accessed : 15 September 2012.*

Pei, L., Hyunb, S., Molinaria, J. et Robbins, M. (2005). Finite element modeling of elasto-plastic contact between rough surfaces. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*, 53, 2385–2409.

Pekau, O. et Yuzhu, C. (2004). Failure analysis of fractured dams during earthquakes by dem. *Journal of Engineering Structures*, 26, 1483–1502.

Pieraccini, M., Parrini, F., Fratini, M., Atzeni, C., Spinelli, P. et Micheloni, M. (2007). Static and dynamic testing of bridges through microwave interferometry. *NDT International*, 40(3), 208–214.

Pietruszczak, S. et Pande, G. (1989). *Numerical models in geomechanics*, vol. 3. Taylor and Francis, Londres, Royaume-Unis.

Polyworks-Innovmetric (2015). http ://www.innovmetric.com/. Québec, QC, Canada.

Prassetyo, S. H., Gutierrez, M. et Barton, N. (2017). Nonlinear shear behavior of rock joints using a linearized implementation of the Barton–Bandis model. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(4), 671–682.

Raphael, J. M. (1978). The nature of mass concrete in dams. *ACI Special Publications*, 55, 135–160.

Reeves, M. (1985). Rock surface roughness and frictional strength. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 6, 303–307.

Renaud, S., Bouaanani, N. et Miquel, B. (2016). Critical appraisal of common simplified assumptions in seismic stability analyses of gravity dams. *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 30(5), 04016017.1–13.

Riahi, A., Hammah, E. et Curran, J. (2010). Limits of applicability of the finite element explicit joint model in the analysis of jointed rock problems. *44th US Rock Mechanics Symposium and 5th US-Canada Rock Mechanics Symposium*. American Rock Mechanics Association, Alexandria, VA, USA.

Riquelme, A. J., Tomás, R. et Abellán, A. (2016). Characterization of rock slopes through slope mass rating using 3d point clouds. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 84, 165–176.

Rizzo, P. et Charlton, J. (2008). Foundation preparation for rcc dams founded on difficult foundation conditions. *Hydro2008*.

Rocha, M. (1964). Mechanical behaviour of rock foundations in concrete dams. *8th ICOLD Congress*.

Rochon-Cyr, M. et Léger, P. (2009). Shake table sliding response of a gravity dam model including water uplift pressure. *Journal of Engineering Structures*, 31, 1625–1633.

Rondeau, M., Seube, N., Stoeffler, C., Côté, A. et Croteau, A. (2015). Deformation estimation of the Romaine-2 dam from multibeam echo sounder survey data. *Annual CDA Conference*. Canadian Dam Association, Toronto, ON, Canada, 361–378.

Rosser, N., Dunning, S., Lim, M. et Petley, D. (2005). *The Application of a Terrestrial Laser Scanning Technique for Quantitative Rockfall Hazard Assessment*. Taylor and Francis, Londres, Royaumes-Unis.

Rousseau, B. (2010). *Comportement des interfaces fragiles des ouvrages hydroélectriques*. Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke et Université de Bordeaux 1.

Rousseau, B., Ballivy, G. et Rivard, P. (2011). Study and characterization of the roughness : the interfaces of gravity dams. *2011 Pan-Am CGS Geotechnical Conference*. International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Londres, Royaume-Uni.

Rousseau, B., Rivard, P., Marache, A., Ballivy, G. et Riss, J. (2012). Limitations of laser profilometer limitations in measuring surface topography for polycrystalline rocks. *International Journal of Rock Mechanic and Mining Sciences*, 52, 56–60.

Rullière, A., Rivard, P., Peyras, L., Breul, P. et Ballivy, G. (2018). Évaluation de la cohésion apparente d'une discontinuité rocheuse non liée : application aux fondations des barrages-poids. *Annual CDA Conference*. Canadian Dam Association, Toronto, ON, Canada.

Sabbadini, S. (1994). *Analyse géostatistique et fractale de l'évolution de la mophologie des discontinuités au cours du cisaillement*. Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Lorraine.

Saiang, D., Malmgren, L. et Nordlund, E. (2005). Laboratory tests on shotcrete-rock joints in direct shear, tension and compression. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 38(4), 275–297.

Scholtès, L. et Donzé, F.-V. (2012). Modelling progressive failure in fractured rock masses using a 3d discrete element method. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 52, 18–30.

Schweiger, P. G., Israel-Devadason, B. et Hess, A. J. (2015). Reassessing dam hazard classification consequence evaluation using state-of-the-art hydraulic modeling tools. *Annual CDA Conference*. Canadian Dam Association, Toronto, ON, Canada, 345–360.

Seidel, J. et Haberfield, C. (1995a). The application of energy principles to the determination of the sliding resistance of rock joints. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 28(4), 211–226.

Seidel, J. et Haberfield, C. (1995b). Towards an understanding of joint roughness. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 28, 69–92.

Seidel, J. et Haberfield, C. (2002a). Laboratory testing of concrete-rock joints in constant normal stiffness direct shear. *Geotechnical Testing Journal*, 25(4), 391–404.

Seidel, J. et Haberfield, C. (2002b). A theoretical model for rock joints subjected to constant normal stiffness direct shear. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 39, 539–553.

Serrano, A., Olalla, C. et Galindo, R. (2014). Micromechanical basis for shear strength of rock discontinuities. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 70, 33–46.

Shang, J., Zhao, Z., Hu, J. et Handley, K. (2018). 3d particle-based dem investigation into the shear behaviour of incipient rock joints with various geometries of rock bridges. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51(11), 3563–3584.

Shrivastava, A., Rao, K. et Rathod, G. (2012). Numerical simulation of direct shear test on rock joint. *GeoCongress*. American Society of Civil Engineering, Reston, VA, USA, 2177–2186.

Singh, H. K. et Basu, A. (2016). Shear behaviors of realnatural un-matching joints of granite with equivalent joint roughness coefficients. *Journal of Engineering Geology*, 211, 120–134.

Singh, H. K. et Basu, A. (2018a). A comparison between the shear behavior of real natural rock discontinuities and their replicas. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 51(1), 329–340.

Singh, H. K. et Basu, A. (2018b). Evaluation of existing criteria in estimating shear strength of natural rock discontinuities. *Journal of Engineering Geology*, 232, 171–181.

Slater, R. A. C. (1977). *Engineering plasticity : theory and application to metal forming processes*. Halsted Press, Ultimo, Australie.

Slowik, V. et Saouma, V. E. (2000). Water pressure in propagating concrete cracks. *Journal of Structural Engineering*, 126, 235–242.

Sow, D., Rivard, P., Ballivy, G., Peyras, L., Carvajal, C., Breul, P., Bacconnet, C. et Quirion, M. (2015). Prise en compte de la variabilité spatiale de la résistance au cisaillement des discontinuités rocheuses : application aux fondations d'un barrage-poids au Québec. *Annual CDA Conference*. Canadian Dam Association, Toronto, ON, Canada, 229–248.

Sow, D., Rivard, P., Peyras, L., Breul, P., Moradian, Z. A., Bacconnet, C. et Ballivy, G. (2016). Comparison of joint shearing resistance obtained with the Barton and Choubey criterion and with direct shear tests. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(8), 3357–3361.

Stigsson, M. et Ivars, D. M. (2019). A novel conceptual approach to objectively determine jrc using fractal dimension and asperity distribution of mapped fracture traces. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52(4), 1041–1054.

Tang, Z. C. et Wong, L. N. Y. (2016). New criterion for evaluating the peak shear strength of rock joints under different contact states. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(4), 1191–1199.

Tarbox, G. S., Charlwood, R. et Hayes, C. (2017). Investigating the structural safety of cracked concrete dams. *Annual USSD Conference*.

Tatone, B. et Grasselli, G. (2009). A method to evaluate the three-dimensional roughness of fracture surfaces in brittle geomaterials. *Review of Scientific Instruments*, 80, 1–10.

Tatone, B. S. et Grasselli, G. (2010). A new 2d discontinuity roughness parameter and its correlation with *jrc*. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 47(8), 1391–1400.

Tatone, B. S. et Grasselli, G. (2013). An investigation of discontinuity roughness scale dependency using high-resolution surface measurements. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 46(4), 657–681.

Tatone, B. S. A., Lisjak, A., Mahabadi, O. K., Grasselli, G. et Donnelly, C. R. (2010). A preliminary evaluation of the combined finite element-discrete element method as a tool to assess gravity dam stability. *Annual CDA Conference*. Canadian Dam Association, Toronto, ON, Canada.

Tay, C. J. et Quan, C. (2003). A parametric study on surface roughness evaluation of semiconductor wafers by laser scattering. *Optik-International Journal for Light and Electron Optics*, 114(1), 1–6.

Telliskivi, T. et Olofsson, U. (2001). Contact mechanics analysis of measured wheel-rail profiles using the finite element method. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F : Journal of Rail and Rapid Transit*, 215, 65–72.

Thiel, K. et Zabuski, L. (1996). Failure phenomena in large-scale direct shear test. *Proceedings of the Second North American Rock Mechanics Symposium*. American Rock Mechanics Association, Alexandria, VA, USA.

Thompson, M. K. et Thompson, J. M. (2010). Considerations for the incorporation of measured surfaces in finite element models. *Scanning*, 32, 183–198.

Tian, H. M., Chen, W. Z., Yang, D. S. et Yang, J. P. (2015). Experimental and numerical analysis of the shear behaviour of cemented concrete–rock joints. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 48, 213–222.

Tian, Y., Liu, Q., Ma, H., Liu, Q. et Deng, P. (2018). New peak shear strength model for cement filled rock joints. *Journal of Engineering Geology*, 233, 269–280.

Tinawi, R., Leger, P., Ghrib, F., Bhattacharjee, S. et Leclerc, M. (1998a). Structural safety of existing concrete dams : influence of construction joints. final report. Rapport technique, Canadian Electricity Association, Ottawa, ON, Canada.

Tinawi, R., Léger, P., Leclerc, M. et Cipolla, G. (1998b). Shake table tests for the seismic response concrete gravity dams. *11th European Conference on Earthquake Enginering*.

Tinawi, R., Léger, P., Leclerc, M. et Cipolla, G. (2000). Seismic safety of gravity dams : from shake table experiments to numerical analyses. *Journal of Structural Engineering*, 126(4), 518–529.

Tse, R. et Cruden, D. (1979). Estimating joint roughness coefficients. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 16, 303–307.

Turk, N., Greig, M. J., Dearman, W. R. et Amin, F. F. (1987). Characterization of rock joint surfaces by fractal dimension. *28th US symposium on rock mechanics (USRMS)*.

Ueng, T. S., Jou, Y. J. et Peng, I. H. (2010). Scale effect on shear strength of computer-aided-manufactured joints. *Journal of GeoEngineering*, 5(2), 29–37.

USACE (1995). Earthquake design and evaluation of concrete hydraulic structures. Rapport technique Engineering monograph EM1110-2-6053, United States Army Corps of Engineers, Washington, DC, USA.

USACE (1999). Response spectra and seismic analysis for concrete hydraulic structures. Rapport technique EM 1110-2-6050, Engineering and Design, United States Army Corps of Engineers, Washington, DC, USA.

USACE (2003). Time history dynamic analysis of concrete hydraulic structures. Rapport technique EM 1110 2 6051, Engineering and Design, United States Army Corps of Engineers, Washington, DC, USA.

USACE (2007). Earthquake design and evaluation of concrete hydraulic structures. Rapport technique EM 1110-2-6053, United States Army Corps of Engineers, Washington, DC, USA.

USBR (2009). *Chapter 12. Risk analysis for concrete gravity dams*. United States Bureau of Reclamation, Washington, DC, USA.

USCOLD (2000). Observed performance of dam during earthquakes, volume ii. Rapport technique, United States Commitee On Large Dam, Denver, CO, USA.

USSD (2003). Dam modifications to improve performance during strong earthquakes. Rapport technique, United States Society on Dams (USSD), Paris, France.

Van Veen, B. D. et Buckley, K. M. (1988). Beamforming : A versatile approach to spatial filtering. *IEEE assp magazine*, 5(2), 4–24.

Vulliet, F., Ftima, M. B. et Léger, P. (2017). Stability of cracked concrete hydraulic structures by nonlinear quasi-static explicit finite element and 3d limit equilibrium methods. *Journal of Computers and Structures*, 184, 25–35.

Walter, C. et Antretter, T. (2009). 3d versus 2d finite element simulation of the effect of surface roughness on nanoindentation of hard coatings. *Journal of Surface and Coatings Technology*, 203, 3286–3290.

Wang, C., Tannant, D. et Lilly, P. (2003). Numerical analysis of the stability of heavily jointed rock slopes using pfc2d. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 40, 415–424.

Wang, H. et Lin, H. (2018). Non-linear shear strength criterion for a rock joint with consideration of friction variation. *Journal of Geotechnical and Geological Engineering*, 36(6), 3731–3741.

Watson, C., Chen, S., Bian, H. et Hauser, E. (2013). Lidar scan for blasting impact evaluation on a culvert structure. *Journal of Performance Construction Facilities*, 27, 460–467.

Westberg Wilde, M. et Johansson, F. (2013). System reliability of concrete dams with respect to foundation stability : application to a spillway. *Journal of Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, 139, 308–319.

Westergaard, H. M. (1933). Water pressures on dams during earthquakes. *Journal of ASCE Transactions*, 98, 418–472.

Wheel, M. (1996). A geometrically versatile finite volume formulation for plane elastostatic stress analysis. *Journal of Strain Analysis for Engineering Design*, 31, 111–116.

Wilson, T. (1990). *Confocal microscopy*. Academic, London.

Wittke, W. (1990). *Rock mechanics, Theory and Applications with Case Histories*. Springer, Berlin.

Xie, H. et Pariseau, W. (1994). Fractal estimation of rock joint roughness coefficient. *Science China*, 24(5), 524–530.

Yang, J., Rong, G., Hou, D., Peng, J. et Zhou, C. (2016). Experimental study on peak shear strength criterion for rock joints. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(3), 821–835.

Yang, Z. X. et Huang, Y. M. (1995). Post-peak shear behavior of artificial joints. *International Conference on Mechanics of Jointed and Faulted Rock*. Balkema, Rotterdam, Pays-bas.

Yang, Z. Y., Lo, S. C. et Di, C. C. (2001). Reassessing the joint roughness coefficient (jrc) estimation using z2. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 34(3), 243–251.

Yong, R., Fu, X., Huang, M., Liang, Q. et Du, S. G. (2018a). A rapid field measurement method for the determination of joint roughness coefficient of large rock joint surfaces. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22(1), 101–109.

Yong, R., Qin, J. B., Huang, M., Du, S. G., Liu, J. et Hu, G. J. (2019). An innovative sampling method for determining the scale effect of rock joints. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52(3), 935–946.

Yong, R., Ye, J., Li, B. et Du, S. G. (2018b). Determining the maximum sampling interval in rock joint roughness measurements using fourier series. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 101, 78–88.

Yoshida, N., Morgenstern, N. et Chan, D. (1990). A failure criterion for stiff soils and rocks exhibiting softening. *Canadian Geotechnical Journal*, 27, 195–202.

Yu, T., Teng, J., Wong, Y. et Dong, S. (2010). Finite element modeling of confined concrete-i : Drucker-Prager type plasticity model. *Journal of Engineering Structures*, 32(3), 665–679.

Yu, X. et Vayssade, B. (1991). Joint profiles and their roughness parameters. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*, 28(4), 333–336.

Zadnik, B. (1994). Motions of rigid unsymmetric bodies and coefficient of friction by earthquake excitations. *Journal of Structural Engineering and Mechanics*, 2(3), 257–267.

Zhang, G., Karakus, M., Tang, H., Ge, Y. et Jiang, Q. (2017). Estimation of joint roughness coefficient from three-dimensional discontinuity surface. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 50(9), 2535–2546.

Zhang, G., Karakus, M., Tang, H., Ge, Y. et Zhang, L. (2014). A new method estimating the 2d joint roughness coefficient for discontinuity surfaces in rock masses. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 72, 191–198.

Zhang, X., Jiang, Q., Chen, N., Wei, W. et Feng, X. (2016). Laboratory investigation on shear behavior of rock joints and a new peak shear strength criterion. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 49(9), 3495–3512.

Zhao, J. (1997ba). Joint surface matching and shear strength part a : joint matching coefficient (*jmc*). *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(2), 173–178.

Zhao, J. (1997bb). Joint surface matching and shear strength part b : *jrc-jmc* shear strength criterion. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 34(2), 179–185.

Zhao, Z., Yang, J., Zhou, D. et Chen, Y. (2017). Experimental investigation on the wetting-induced weakening of sandstone joints. *Journal of Engineering Geology*, 225, 61–67.

Zhong, H., Ooi, E. T., Song, C., Ding, T., Lin, G. et Li, H. (2014). Experimental and numerical study of the dependency of interface fracture in concrete–rock specimens on mode mixity. *Journal of Engineering Fracture Mechanics*, 124, 287–309.

Zhu, J. B., Li, H. et Deng, J. H. (2019). A one-dimensional elastoplastic model for capturing the nonlinear shear behaviour of joints with triangular asperities based on direct shear tests. *Journal of Rock Mechanics and Rock Engineering*, 52(6), 1671–1687.

Zienkiewicz, O., Emson, C. et Bettess, P. (1983). A novel boundary infinite element. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 19, 393–404.

# ANNEXE A

## Complément sur les méthodes pour l'évaluation de la sécurité au glissement

Cette Annexe propose un complément à la revue de littérature sur les différentes manières de déterminer le facteur de sécurité au glissement, ainsi qu'aux méthodes d'analyses employables.

### Facteur de Sécurité au Glissement

Traditionnellement, la stabilité au glissement des barrages en béton est évaluée en utilisant la méthode de l'équilibre limite (LEM) qui définit le $SSF$ comme le ratio des forces résistantes (la résistance au cisaillement pouvant être mobilisée) sur les forces déstabilisantes le long de la surface de glissement considérée (ICOLD 2004). Ainsi, pour une interface barrage-fondation plane et horizontale, pour un chargement statique correspondant à un niveau de réservoir opérationnel, le $SSF$ est donné par

$$SSF = \frac{(W - \bar{U})\tan(\phi) + c\,A_{\mathrm{c}}}{H_{\mathrm{S}}} \tag{A.1}$$

où $W$ est le poids propre du barrage, $\bar{U}$ est la résultante verticale des sous-pressions, $H_{\mathrm{S}}$ est la résultante horizontale des pressions hydrostatiques, et $A_{\mathrm{c}}$ est l'aire non-fissurée du plan de rupture.

La stabilité au glissement des barrages en béton peut aussi être évaluée en utilisant la technique de réduction de la résistance (SRT). De maniére générale, le $SSF$ n'est pas qu'un ratio de forces, mais plus un ratio de demande de capacité. La SRT a été communément appliquée pour déterminer les facteurs de sécurité pour des études géotechniques ou d'ingénierie du roc (e.g. Dawson *et al.* 1999, Huang et Jia 2009, Hu *et al.* 2012, Krounis *et al.* 2015, Grenon *et al.* 2017, Espada *et al.* 2018, Calvetti *et al.* 2019). Selon la SRT, les valeurs initialement sélectionnées de $\phi$ et $c$ sont progressivement réduites en utilisant un facteur $F_{\mathrm{t}}$ suivant l'équation

$$\tan(\phi_{\mathrm{t}}) = \frac{\tan(\phi)}{F_{\mathrm{t}}}\,; \qquad c_{\mathrm{t}} = \frac{c}{F_{\mathrm{t}}}\,; \tag{A.2}$$

Lorsque la cohésion $c_{\mathrm{t}}$ et l'angle de friction $\phi_{\mathrm{t}}$ réduits atteignent les plus petites valeurs possible pour lesquelles le systéme barrage-roc est toujours en équilibre, le facteur $F_{\mathrm{t}}$ devient égal

au $SSF$. Plusieurs travaux antérieurs montrent que la SRT fournit des résultats acceptables comparés à la LEM (Dawson *et al.* 1999, Krounis *et al.* 2015, Vulliet *et al.* 2017).

## Méthodes d'analyses

### *Méthode Gravitaire*

Dans le cas du glissement du barrage en béton sur sa fondation, différentes méthodes de simulation numériques sont disponibles pour évaluer le $SSF$. De nombreuses normes (USACE 1995, ICOLD 2004, CDA 2007, FRCOLD 2008, USBR 2009, FERC 2016) acceptent que ces analyses de stabilité au glissement soient menées au moyen de la Méthode Gravitaire (GM). Celle-ci demeure donc l'une des méthodes les plus employées car sa simplicité lui permet d'être appliquée de manière routinière pour évaluer la stabilité au glissement de barrages-poids. Cependant, la Méthode Gravitaire ne permet pas de modéliser la géométrie détaillée de l'interface barrage-fondation. En effet, cette méthode suppose une distribution linéaire des contraintes normales, ce qui nécessite une interface de barrage-fondation simplifiée en un unique plan de rupture (FRCOLD 2008, USBR 2009, FERC 2016). Elle est, toutefois, arbitraire et peut s'avérer difficile à appliquer dans le cas d'interfaces barrage-fondation géométriquement irréguliéres. Ainsi, un certain nombre de barrages présentent des fondations ondulées (Goodman et Bro 2005). La simplification de l'interface barrage-fondation en un unique plan de rupture néglige la présence éventuelle de clefs de cisaillement, lesquelles peuvent jouer un rôle essentiel dans la stabilité au glissement d'un barrage-poids. Le logiciel CADAM (Leclerc *et al.* 2003) en est un exemple d'application de la Méthode Gravitaire.

### *Méthode des Éléments Finis*

La Méthode des Éléments Finis (FEM) constitue une alternative de plus en plus populaire pour évaluer la sécurité des barrages tant elle permet une modélisation de systémes barrage-roc-réservoir plus détaillée (Bouaanani et Lu 2009). Disposant de nombreux codes commerciaux au développement abouti et validé (Zienkiewicz 1977, Bath 1982), la FEM dispose d'une grande polyvalence et permet de mener des analyses de complexités variables pouvant être appliquées au barrage : elles peuvent être statiques, dynamiques, fréquentielles, etc. La FEM peut modéliser divers phénoménes essentiels dans l'évaluation de la sécurité d'un barrage tels sa flexibilité, la compressibilité de l'eau ou l'amortissement à la base du réservoir (Bouaanani et Lu 2009). En outre, cette méthode permet de modéliser l'ensemble des détails géométriques du barrage-poids étudié, contrairement à la Méthode Gravitaire. Les

analyses d'éléments finis menées pour évaluer la stabilité au glissement d'un barrage en béton peuvent alors être :

- linéaires : le $SSF$ est déterminé à partir des contraintes linéaires sur un plan de rupture préalablement choisi (OFEG 2002, FERC 2016) ;
- non-linéaires : la fissuration, l'ouverture et le glissement sont modélisés le long d'interfaces de ruptures au sein du barrage dont la résistance est généralement caractérisée par le critére M-C (Alliard et Léger 2008, Arabshahi et Lofti 2008, FRCOLD 2008, Bolzon 2010, Basili et Nuti 2011).

Il est intéressant de noter que la FEM permet efficacement de prédire les zones de fragilité au sein des barrages-poids, lesquelles sont les interfaces barrage-fondation et les zones proches de la crête au niveau du changement de pente de la face aval de l'ouvrage, dans les deux cas fissurant le plus souvent de l'amont vers aval de l'ouvrage (Léger et Leclerc 1996, USACE 2003). Ces observations sont conformes à celles observées empiriquement, confirmant donc la validité de l'emploi de la FEM pour l'évaluation de la stabilité au glissement. Ces résultats expliquent aussi pourquoi les modéles d'éléments finis se limitent souvent à modéliser seulement les non-linéarités des joints roc-roc, roc-béton et béton-béton, le roc et le béton de masse restant linéaires (USACE 1999).

*Autres méthodes*

D'autres méthodes peuvent être envisagées pour l'évaluation de la sécurité au glissement des barrages-poids. Ainsi, il est possible d'utiliser la Méthode des Différences Finies (MDF) (Krounis *et al.* 2015). Un intérêt croissant est aussi dévolu à l'emploi de la Méthode des Éléments Distincts (MED), cette dernière présentant l'avantage de ne pas nécessiter d'interfaces de rupture prédéfinies (Pekau *et al.* 2004, Tatone *et al.* 2010, Bretas *et al.* 2013, Lemos 2014). Le potentiel de cette derniére méthode a, d'ailleurs, été déjà largement exploré en mécanique des roches. Néanmoins, du fait de sa complexité et de ses temps de calcul élevés, cette méthode n'est généralement pas appliquée dans le cadre d'analyses routinières menées par l'ingénieur en barrage. D'autres méthodes analytiques sont disponibles afin d'estimer le risque de glissement d'un barrage-poids (Fenves et Chopra 1984).

# ANNEXE B

## Modèle préliminaire 2D de contact roc-béton cisaillé et hypothèses de base

Cette Annexe se consacre au développement et à l'analyse d'un modèle d'éléments finis 2D préliminaire reproduisant un essai au cisaillement direct mené sur un contact roc-béton non-lié, en dent de scie, en deux dimensions. Plusieurs caractéristiques du modèle sont ici définies : le mode d'analyse employé ; le type de chargement appliqué ; les conditions aux frontières implémentées ; et le paramétrage des interfaces de contact. Afin de valider la méthodologie employée et de tester l'efficacité de la FEM pour les problèmes de contact rugueux, les résultats de ce modèle préliminaire sont comparés aux résultats de Haque et Kodikara (2012).

Haque et Kodikara (2012) développent, dans leur article, un modèle numérique reproduisant un essai en cisaillement direct d'une interface roc-béton en dents de scie. Les aspérités sont triangulaires, régulières et élastiques. La FDM est employée avec le logiciel FLAC (Itasca 2008). L'essai au cisaillement est mené en condition de rigidité normale constante (CNS). L'objectif des travaux de Haque et Kodikara (2012) est de développer une méthode analytique prédisant le comportement mécanique d'un essai au cisaillement en conditions CNS, tout en tenant compte de la différence possible entre les modules de Young du béton et du roc. Cet article ne tient pas compte du comportement post-pic du joint généré par la dégradation des aspérités.

On note que le projet développé au long de cette thèse vise à modéliser avec la FEM des essais de cisaillement direct en condition de contrainte normale constante (CNL), et non des essais en conditions CNS. Cependant, en termes de méthode de modélisation, les conditions CNS du modèle numérique peuvent être facilement modifiées pour devenir CNL. Ceci justifie que le modèle préliminaire permet de bien de tester l'efficacité de la FEM pour modéliser les problèmes de contact rugueux cisaillés.

Le modèle développé par Haque et Kodikara (2012) est présenté à la Figure B.1. L'angle des aspérités triangulaires à l'interface roc-béton est de 12,5° tandis que l'angle de friction de base vaut 24,5°. Chaque aspérité fait 56 mm de long. La contrainte normale initiale est choisie à 150 kPa. La rigidité appliquée sur le bloc supérieur est choisie constante à 150 kPa/mm. Le roc a pour cœfficient de Poisson $\nu^{(\mathrm{r})} = 0{,}25$ et pour masse $\rho^{(\mathrm{r})} = 2396$ kg/m$^3$.

Le béton a pour module de Young $E^{(c)} = 30$ GPa, pour cœfficient de Poisson $\nu^{(c)} = 0{,}3$ et pour masse $\rho^{(c)} = 2400$ kg/m$^3$. Le module de Young du Roc $E^{(r)}$ est varié afin d'étudier l'impact du rapport $E^{(c)}/E^{(r)}$ sur le comportement en cisaillement de l'interface. En considérant l'ensemble de ces caractéristiques, le modèle de Haque et Kodikara (2012) est reproduit avec le logiciel d'éléments finis ADINA (2019), constituant ainsi le modèle préliminaire. Une illustration de celui-ci est montrée à la Figure B.2. Le déplacement maximal en cisaillement utilisé est de 30 mm. La rigidité constante appliquée sur le bloc supérieur a été modélisée par des éléments ressorts. Une analyse temporelle implicite, ne considérant pas l'amplification dynamique des efforts, utilisant la méthode d'intégration de Bathe, est menée : il s'agit du mode "low-dynamic" qui permet l'emploi de pas de temps beaucoup plus larges, ce qui réduit considérablement la durée des analyses. La discontinuité est implémentée au moyen d'éléments finis de contact spécifiques permettant le glissement et le soulèvement (Bathe and Chaudhary 1985, Eterovic and Bathe 1991, Bathe 2006). L'algorithme suivi par ces éléments est basé sur deux fonctions de contraintes définissant les deux conditions de contact, i.e. normale et tangentielle. Ces fonctions de contraintes sont calculées pour chaque nœud à l'interface, et sont actualisées à chaque itération de calcul (grands déplacements en contact considérés). Le critère de convergence des analyses non-linéaires est basé sur les forces internes et de contact. Ces paramètres d'analyses sont conservés pour l'ensemble des analyses de contacts cisaillés en conditions CNL.

La Figure B.3 compare les résultats obtenus par le modèle de Haque et Kodikara (2012) et le modèle préliminaire 2D. Deux modules de Young du roc sont utilisés pour cette comparaison : $E^{(r)} = 0{,}36$ GPa et $E^{(r)} = 0{,}036$ GPa. Quatre courbes sont présentées : (i) la contrainte de cisaillement moyenne en fonction du déplacement latéral ; (ii) le déplacement

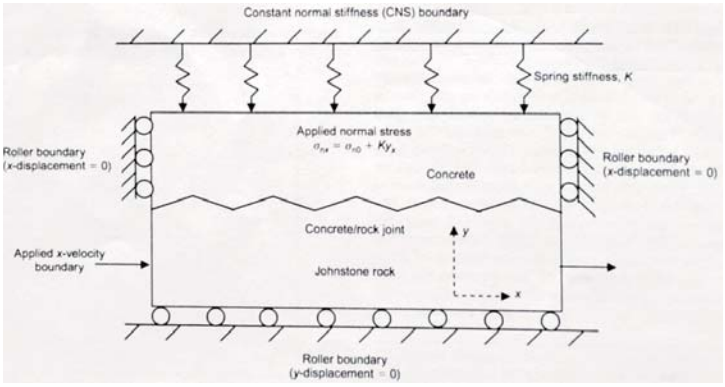



Figure B.1 Schéma du modèle reproduit avec conditions aux frontières (tiré de Haque et Kodikara, 2012).

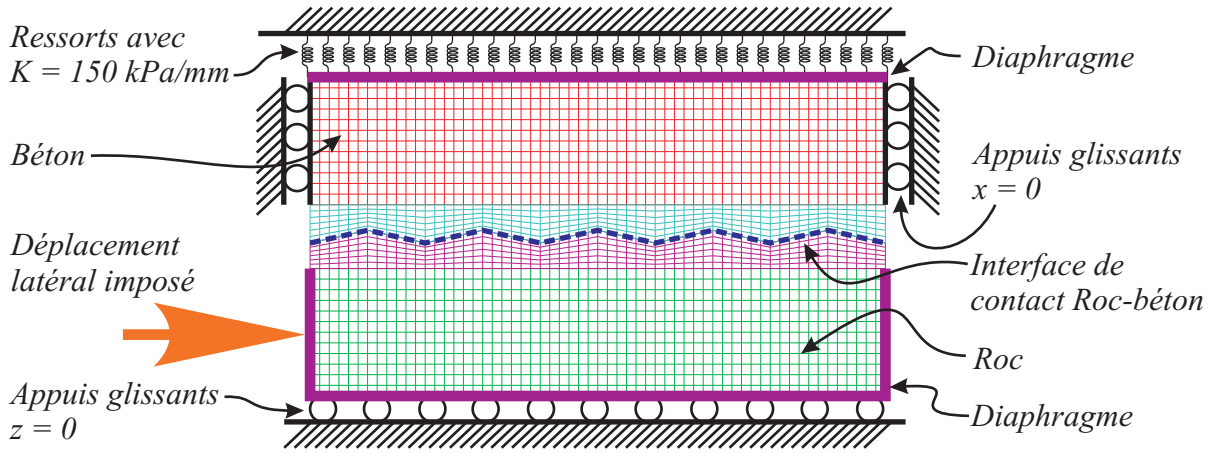



Figure B.2 Modèle préliminaire 2D : Reproduction du modèle de Haque et Kodikara (2012) au moyen de la FEM sous le logiciel ADINA (2019) en conditions CNS.

normal (la dilatance) en fonction du déplacement latéral ; (iii) la contrainte normale en fonction du déplacement latéral ; et (iv) la contrainte de cisaillement en fonction du déplacement normal. On note que les courbes obtenues par le modèle de Haque et Kodikara et le modèle 2D reproduit sous le logiciel ADINA (2019) sont fortement similaires, ce qui tend à valider la méthodologie employée pour construire le modèle préliminaire, et de manière plus générale l'efficacité de la FEM pour étudier les problèmes de contacts cisaillés. En outre, dans le cas d'interfaces rigides en dent de scie, la relation analytique suivante peut être établie entre la contrainte de cisaillement $\tau$ et la contrainte normale $\sigma_{\mathrm{n}}$ :

$$\tau = \sigma_{\mathrm{n}} \tan(\phi_{\mathrm{b}} + i) \tag{B.1}$$

$\phi_{\mathrm{b}}$ est l'angle de friction de base et $i$ est l'angle de dilatance correspondant à la pente $\beta$ des aspérités triangulaires. Cette relation est cohérente avec la courbe $\tau(\sigma_{\mathrm{n}})$ présentée à la Figure B.3 (d) pour $E^{(\mathrm{r})} = 0{,}36$ GPa. Les modèles simplifiés construits au long de cette Annexe et par Haque et Kodikara (2012) semblent donc bien valides.

Ainsi, le choix de la FEM pour modéliser un contact roc-béton rugueux apparait validé grâce à cette étude préliminaire. Cependant, pour aboutir à ce résultat, certains paramètres et conditions aux frontières du modèle préliminaire 2D ont dû être ajustés. Tout d'abord, il est nécessaire d'implanter un diaphragme au sommet du bloc de béton afin de correctement prédire la dilatance $v$. Par ailleurs, une étude de convergence a été menée pour illustrer les effets du paramètre de pénalisation $\varepsilon_{\mathrm{s}}$ essentiel dans l'algorithme de contact régulant la fric-

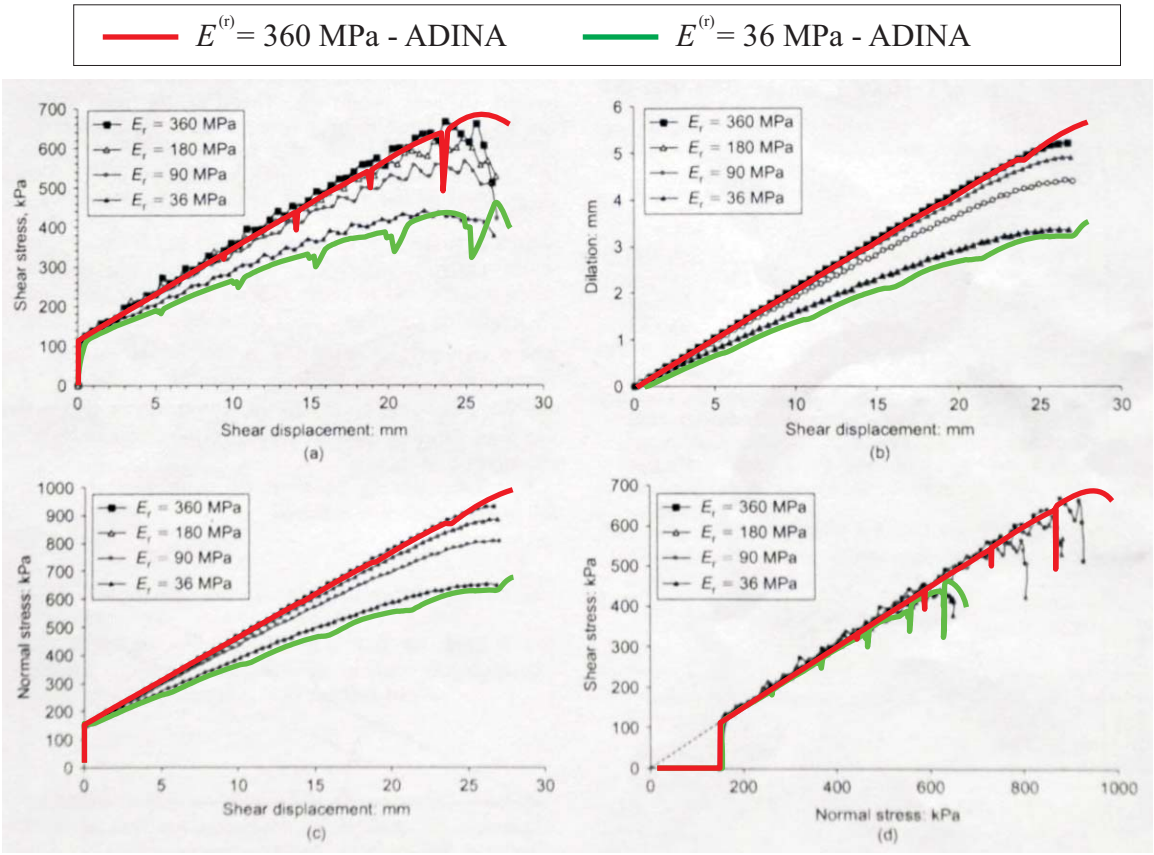



Figure B.3 Comparaison des résultats obtenus par le modèle de Haque et Kodikara (2012) et du modèle reproduit sous le logiciel ADINA (2019) pour l'interface cisaillée en dent de scie soumise à des conditions CNS : (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement latéral ; (b) déplacement normal en fonction du déplacement latéral ; (c) contrainte normale en fonction du déplacement latéral ; et (d) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale (adapté de Haque et Kodikara 2012).

tion avec l'emploi de la FEM. La Figure B.4 présente les effets de différentes valeurs de $\varepsilon_s$ sur le comportement en cisaillement de l'interface en dent de scie du modèle préliminaire 2D. On constate qu'une valeur de $\varepsilon_s = 10^{-5}$ est requise pour obtenir des résultats validés. Une valeur de $\varepsilon_s = 10^{-9}$ a été finalement adoptée pour le modèle préliminaire 2D dans la mesure où elle fournit une excellente convergence pour les résultats.

Une étude est aussi menée concernant le paramètre de compliance $\varepsilon_p$, lequel facilite la convergence des analyses d'éléments finis en autorisant une certaine inter-pénétration au niveau des interfaces de contact. La compliance permet aussi d'éviter les concentrations de forces de contact sur les interfaces régulières géométriquement en homogéénisant la répartition des pressions. Enfin, la compliance peut, dans certains cas, neutraliser les oscilations numériques artificielles temporelles des forces de contact. Cependant, deux défauts majeurs de la compliance sont notables. En autorisant l'inter-pénétration au niveau des interfaces de contact, cette dernière induit des erreurs : (i) sur les déplacements au contact ; et (ii) sur les forces normales en stockant de l'énergie de déformation élastique. Par défaut, dans ADINA (2019), $\varepsilon_p = 0$. En effet, la valeur de $\varepsilon_p$ à choisir dépend du modèle considéré. Cependant il est suggéré que celle-ci demeure faible pour des interfaces de contact irrégulières géométriquement.

La figure B.5 présente les effets de différentes valeurs de $\varepsilon_p$ sur le comportement en cisaillement de l'interface en dent de scie du modèle d'éléments finis préliminaire 2D. On constate qu'une valeur de $\varepsilon_p = 10^{-11}$ est requise pour obtenir des résultats satisfaisants. Toutefois, on observe qu'avec $\varepsilon_p = 0$ les analyses convergent très bien. L'emploi de compliance n'est donc pas requis pour des modèles présentant une interface de contact relativement simple. En outre, un mauvais ajustement de la valeur de $\varepsilon_p$ peut induire de sévères erreurs tel qu'observé en figure B.5. L'emploi de compliance est donc limité et contrôlé aux modèles 3D à géométrie complexe pour améliorer la vitesse de convergence des analyses. Aussi, Une valeur de $\varepsilon_p = 0$ a été finalement retenue pour le modèle préliminaire 2D.

Enfin, l'emploi de la FEM pour modéliser une interface de contact permet de subdiviser cette dernière en sous-interfaces, ce qui peut permettre une meilleure convergence des analyses. La Figure B.6 illustre trois manières différentes de subdiviser en sous-interfaces la discontinuité roc-béton du modèle préliminaire 2D. La surface des sous-interfaces est alors dénotée $S_c$. La figure B.7 présente les effets de différentes valeurs de $S_c$ sur le comportement en cisaillement de l'interface en dent de scie du modèle préliminaire 2D. On constate qu'une valeur de $S_c = 57{,}4$ mm est requise pour obtenir une bonne convergence des résultats. Cette

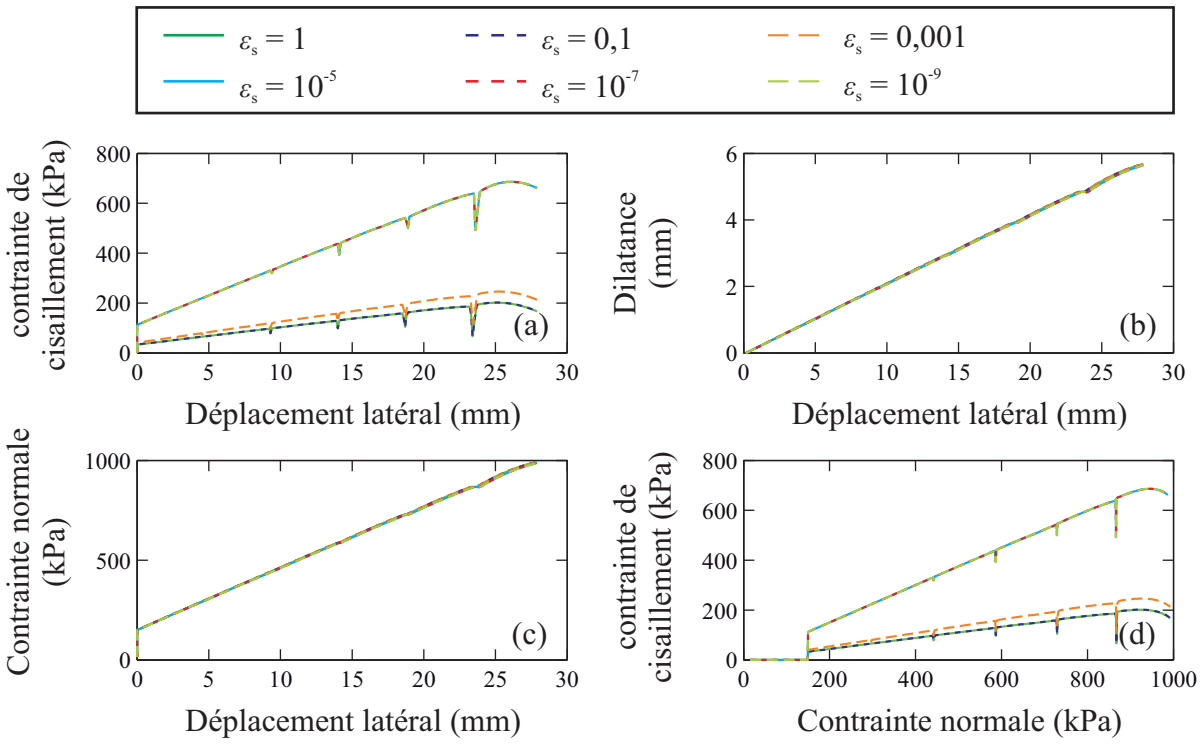



Figure B.4 Étude de convergence menée pour illustrer les effets du paramètre $\varepsilon_s$ sur le comportement en cisaillement de l'interface en dent de scie : (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement latéral ; (b) déplacement normal en fonction du déplacement latéral ; (c) contrainte normale en fonction du déplacement latéral ; et (d) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale.

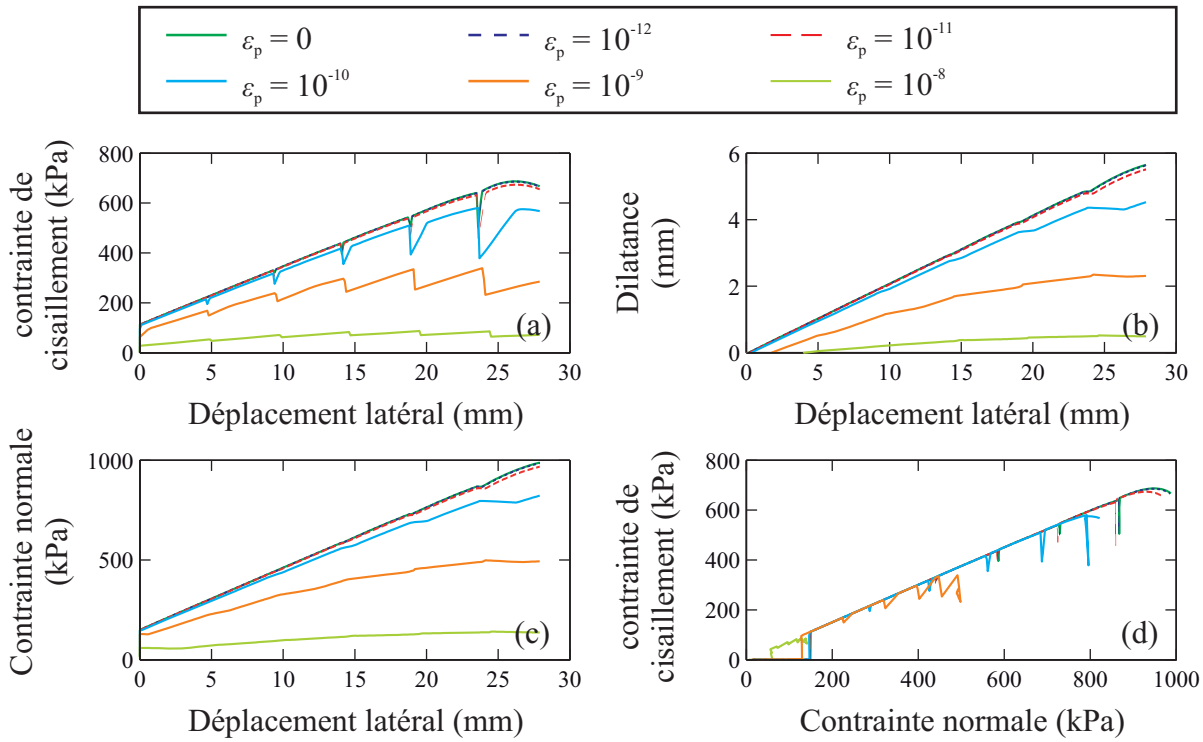



Figure B.5 Étude de convergence menée pour illustrer les effets du paramètre $\varepsilon_p$ sur le comportement en cisaillement de l'interface en dent de scie : (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement latéral ; (b) le déplacement normal en fonction du déplacement latéral ; (c) contrainte normale en fonction du déplacement latéral ; et (d) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale.

valeur a donc été adoptée pour le modèle préliminaire 2D. Ce travail constitue une étape préliminaire pour cette thèse. Ainsi, les remarques effectuées sur l'impact des paramètres $\varepsilon_{\mathrm{s}}$, $\varepsilon_{\mathrm{p}}$ et $S_{\mathrm{c}}$ ont été prises en compte par la suite pour le développement de modèles de contacts cisaillés 3D plus complexes.

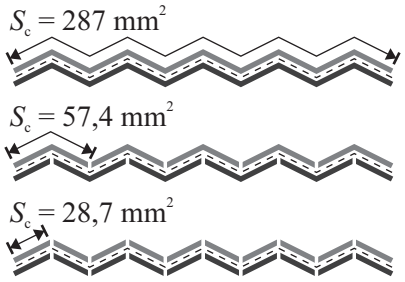



Figure B.6 Illustration de trois différentes manières de subdiviser la discontinuité roc-béton du modèle préliminaire 2D en sous-interfaces de surface $S_{\mathrm{c}}$.

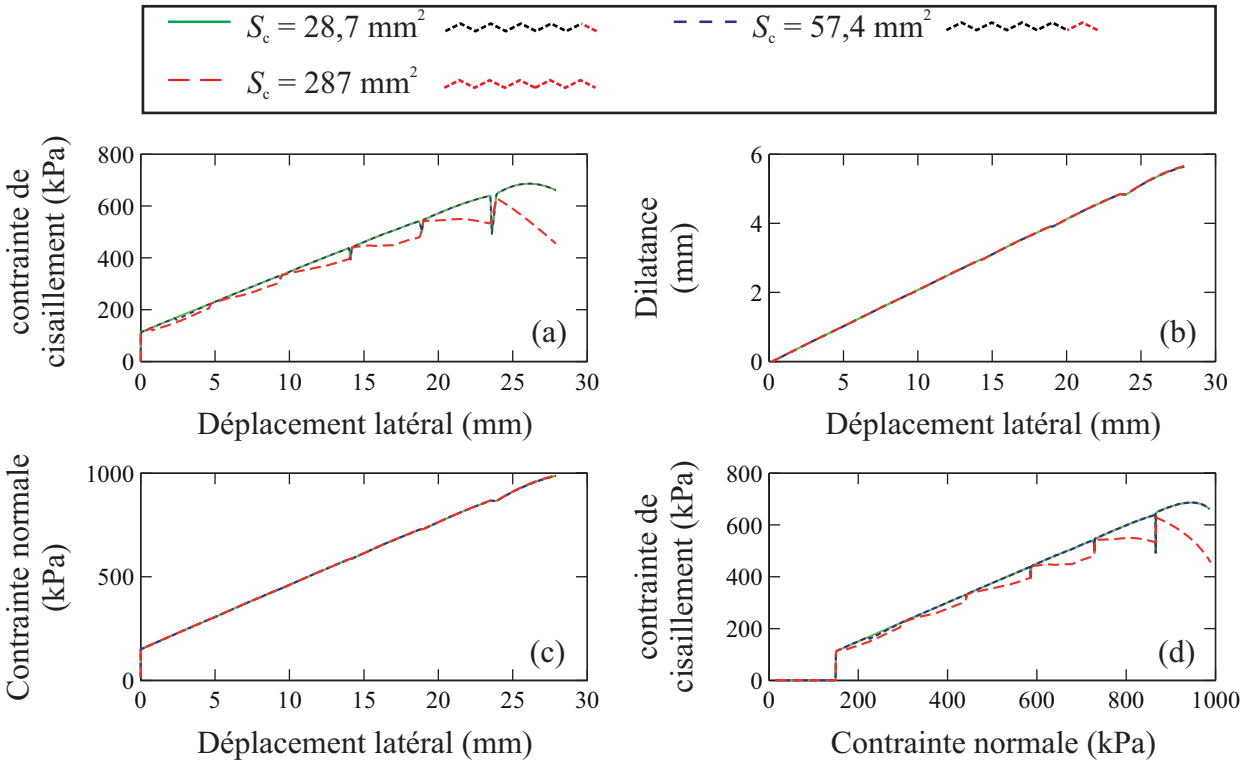



Figure B.7 Importance du mode de subdivision du contact roc-béton en sous-interfaces de surface $S_c$ sur le comportement en cisaillement du modèle préliminaire 2D : (a) contrainte de cisaillement en fonction du déplacement latéral ; (b) déplacement normal en fonction du déplacement latéral ; (c) contrainte normale en fonction du déplacement latéral ; et (d) contrainte de cisaillement en fonction de la contrainte normale.

# ANNEXE C

## Validation préliminaire de la procédure automatisée de génération de modèles d'éléments finis d'éprouvettes cisaillées

Cette Annexe présente les travaux préliminaires menés pour effectuer une première validation de la procédure automatisée décrite en détail au Chapitre 5. Pour rappel, cette procédure permet la construction de modèles d'éléments finis de spécimens de contact roc-béton non-liés cisaillés suivant les conditions décrites à la figure C.1. Pour se faire, trois modèles présentés à la figure C.2 sont construits et analysés au moyen du logiciel ADINA (2019) : (i) avec une interface artificielle horizontale ; (ii) avec une interface artificielle inclinée (angle de 5,71°) ; et (iii) avec une interface artificielle en dents de scie (angle de 12,5°). Les propriétés des matériaux suivantes sont considérées pour le béton et le roc, respectivement : cœfficients de poisson $\nu^{(c)} = 0{,}2$ et $\nu^{(r)} = 0{,}3$, masses volumiques $\rho^{(c)} = 2400\,\mathrm{kg/m^3}$ et $\rho^{(r)} = 2400\,\mathrm{kg/m^3}$, modules d'élasticité $E^{(c)} = 25\,\mathrm{GPa}$ et $E^{(r)} = 40\,\mathrm{GPa}$, résistances en compression $f_c^{(c)} = 30\,\mathrm{MPa}$ et $f_c^{(r)} = 30\,\mathrm{MPa}$. Un angle de friction de base $\phi_b = 45^o$ est implémenté. Conformément aux observations faites en Annexe B, les valeurs de $\varepsilon_s = 10^{-6}$ pour le paramètre de pénalisation, et $\varepsilon_p = 10^{-12}$ pour le paramètre de compliance, sont sélectionnées. La contrainte normale $\sigma_n$ appliquée au long de l'essai est de 500 kPa.

Les Figures C.3 (a) et (b) présentent la contrainte de cisaillement $\tau$ et la dilatance $v$ en fonction du déplacement latéral $\delta_s$ obtenues pour les trois modèles. En supposant les matériaux au contact très rigides, l'angle de dilatance $i$ devient égal à l'angle d'inclinaison entre l'horizontal et la surface de contact $\beta$. La relation analytique suivante peut alors être établie entre la dilatance $v$ et le déplacement latéral $\delta_s$ :

$$v = \delta_s \tan(i) \tag{C.1}$$

On remarque alors que l'ensemble des résultats à la Figure C.3 (a) correspondent bien à cette formulation analytique, sauf dans le cas du modèle en dents de scie où $v$ diminue brusquement à partir d'environs 8 mm. Ce phénomène est cohérent car le sommet de la dent est positionné en $\delta_s = 8{,}6$ mm. La relation analytique suivante peut aussi être établie entre les contraintes de cisaillement $\tau$ et normale $\sigma_n$ :

$$\tau = \sigma_n \tan(\phi_b + i) \tag{C.2}$$

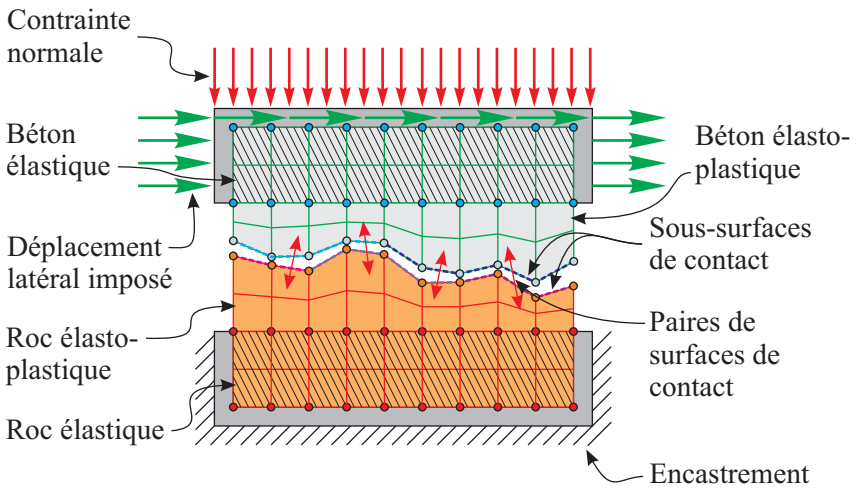



Figure C.1 Conditions aux frontières et chargement implémentés dans les modèles d'éléments finis reproduisant des essais au cisaillement direct sur des échantillons de joints de barrage à petite échelle.

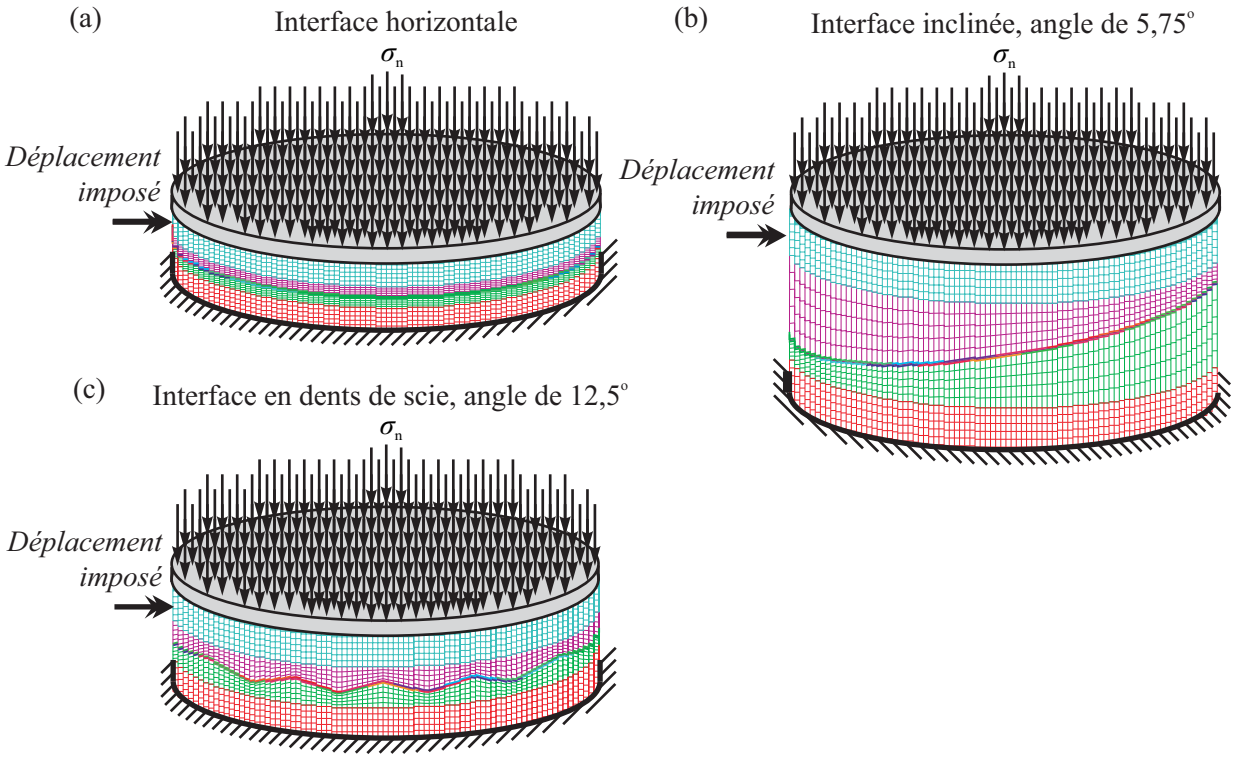



Figure C.2 Modèles 3D proposés pour valider la procédure automatisée : (a) avec une interface artificielle horizontale ($\beta = 0$) ; (b) avec une interface artificielle inclinée ($\beta = 5{,}71^o$) ; et (c) avec une interface artificielle en dents de scie ($\beta = 12{,}5^o$).

où $\phi_b$ est l'angle de friction de base. Cette prédiction analytique correspond parfaitement aux résultats trouvés à la Figure C.3 (b).

La Figure C.4 présente les configurations déformées des modèles après cisaillement. L'ensemble de ces résultats montrent que le contact à l'interface fonctionne correctement et permet une bonne convergence des analyses. Ces premières analyses apportent donc une validation préliminaire de la procédure automatisée de génération des modèles d'éléments finis d'éprouvettes cisaillées.

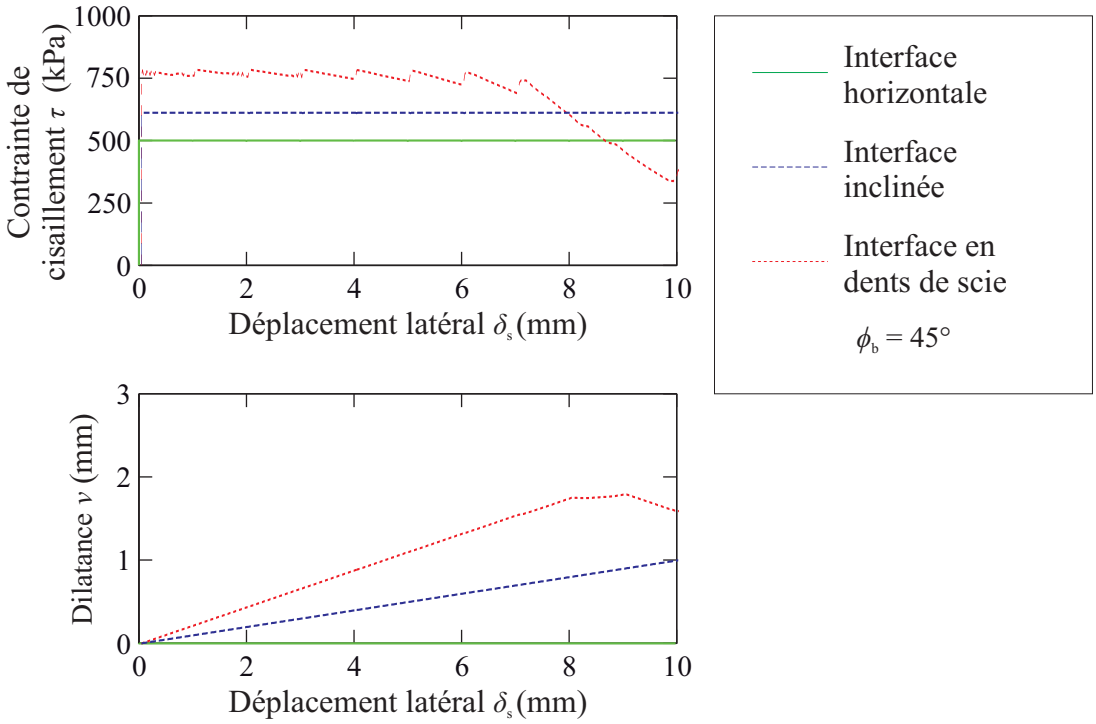



Figure C.3 Analyse des trois modèles 3D ayant une interface avec géométrie simplifiée : (a) contraintes de cisaillement ; et (b) dilatance en fonction du déplacement latéral.

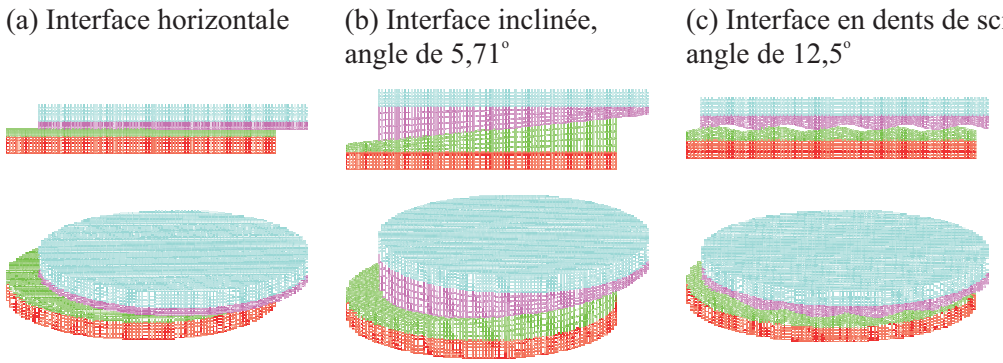



Figure C.4 Configurations déformées après cisaillement des modèles ayant des interfaces artificielles : (a) horizontale ; (b) inclinée ; et (c) en dents de scie.

# ANNEXE D

## Modèles 3D de contacts roc-béton en dents de scie cisaillés

Cette Annexe propose une application originale de de la procédure numérique développée au Chapitre 5 en reproduisant les essais au cisaillement expérimentaux menés par Gutiérrez (2013) sur des contacts roc-béton non-liés en dents de scie. Cette Annexe apporte donc une validation expérimentale supplémentaire. Par ailleurs, la géométrie simplifiée des modèles permet de discuter de la performance de plusieurs hypothèses et facteurs de modélisation à sélectionner : densité du maillage, type d'éléments finis, modèle de plasticité, contrainte normale appliquée, et angle de cisaillement.

Gutiérrez (2013) présente, dans sa thèse, les résultats de nombreux essais en cisaillement direct conduits sur des contacts roc-béton artificiels liés ou non-liés en dents de scie. Les aspérités, dont la géométrie est montrée en Figure D.1 (a), sont triangulaires et régulières, et comportent un angle d'inclinaison par rapport à l'horizontal de $\beta = 0$ (surface plane), $\beta = 10^{o}$, $\beta = 20^{o}$ et $\beta = 40^{o}$. Pour obtenir ces contacts, des blocs de gneiss de $240 \times 240$ mm$^2$ ont été taillés en dents de scie, tel que présenté en Figure D.1 (b), tandis que du béton a été coulé par dessus. Durant le moulage, un film plastique a été inséré au niveau de certains contacts afin que ceux-ci demeurent non-liés, puis retiré avant l'essai au cisaillement. Ce dernier est mené en condition de contraintes normales constantes (CNL) au moyen du montage illustré en Figure D.1 (c), sous des chargements de $\sigma_{\mathrm{n}} = 0{,}4$ MPa, $\sigma_{\mathrm{n}} = 0{,}8$ MPa et $\sigma_{\mathrm{n}} = 1{,}2$ MPa. Les travaux de Gutiérrez (2013) ont alors permis de démontrer expérimentalement le rôle majeur de la rugosité dans la résistance au cisaillement des interfaces barrage-fondation liées ou non-liées.

Cette Annexe se consacre uniquement à la modélisation des contacts en dents de scie non liées avec un angle d'inclinaison de $\beta = 0$ (surface plane), $\beta = 10^{o}$ et $\beta = 20^{o}$. La procédure développée au long du Chapitre 5 est alors employée pour reproduire les conditions des essais au cisaillement menés par Gutiérrez (2013), présentées en Figure D.2, au sein de modèles d'éléments finis 3D non-linéaires avec le logiciel ADINA (2019). Dans un premier temps, les analyses visent à valider cette procédure et étudier le choix des éléments finis solides à employer pour mailler les volumes. Une discussion est aussi fournie quant à l'effet de la densité du maillage. La contrainte normale de $\sigma_{\mathrm{n}} = 1{,}2$ MPa est considérée. Le déplacement maximal en cisaillement utilisé est de 10 mm. Les propriétés des matériaux suivantes, tirées de la thèse

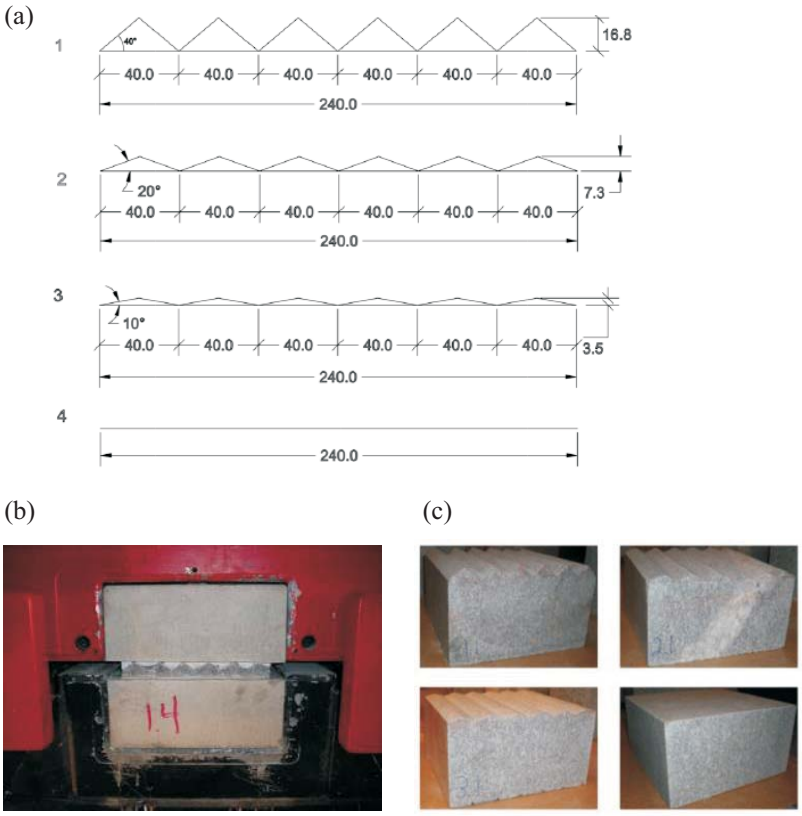



Figure D.1 Campagne d'essais en cisaillement ménée par Gutiérrez (2013) sur des contacts roc-béton en dents de scie : (a) géométrie des interfaces en dents de scie cisaillées ; (b) montage expérimental utilisé ; et (c) blocs de gneiss taillés sur lequel a été coulé le béton (adapté de Gutiérrez, 2013).

de Gutiérrez (2013), sont considérées pour le béton et le roc, respectivement : cœfficients de poisson $\nu^{(c)} = 0{,}2$ et $\nu^{(r)} = 0{,}3$, masses volumiques $\rho^{(c)} = 2400\,\mathrm{kg/m^3}$ et $\rho^{(r)} = 2700\,\mathrm{kg/m^3}$, modules d'élasticité $E^{(c)} = 25\,\mathrm{GPa}$ et $E^{(r)} = 80\,\mathrm{GPa}$, et résistances en compression $f_c^{(c)} = 60\,\mathrm{MPa}$ et $f_c^{(r)} = 160\,\mathrm{MPa}$. Un angle de friction de base $\phi_b = 37{,}75^o$ est implémenté en se basant sur les observations de Gutiérrez (2013). Conformément aux observations faites en Annexe B, les valeurs de $\varepsilon_s = 10^{-6}$ pour le paramètre de pénalisation, et $\varepsilon_p = 10^{-12}$ pour le paramètre de compliance, sont sélectionnées. Quatres types d'éléments finis solides sont utilisés pour mailler les volumes, tels qu'illustrés en Figure D.3 : (i) tetrahedral à 4 nœuds ; (ii) cubiques à 8 nœuds ; (iii) tetrahedral à 11 nœuds ; et (iv) cubiques à 20 nœuds. Trois densités de maillages d'éléments finis volumiques sont aussi considérées : (i) peu raffinée, correspondant à celle montrée en Figure D.3 ; (ii) raffinée, deux fois plus dense que celle peu raffinée ; et (iii) très raffinée, quatre fois plus dense que celle peu raffinée. Le critère élasto-plastique de Von-Mises (V-M) est initialement considéré pour modéliser le roc et le béton au contact.

La Figure D.4 présente la contrainte de cisaillement $\tau$ en fonction du déplacement latéral $\delta_s$ obtenue pour les quatres types d'éléments finis avec un maillage peu raffiné pour une surface plane ($\beta = 0$). On constate que la densité du maillage et le type d'élément fini sélectionné ne semblent pas impacter la réponse numérique en cisaillement de ce contact horizontal. Les Figures D.5 et D.6 présentent la dilatance $v$ et la contrainte de cisaillement $\tau$ en fonction du déplacement latéral $\delta_s$, respectivement, obtenues numériquement pour les quatres types d'éléments finis avec les trois densités de maillage, pour $\beta = 10^o$ et $\beta = 20^o$. À titre de comparaison, les courbes prédictives obtenues par les Eqs. (C.1) et (C.2) sont aussi indiquées aux Figures D.5 et D.6, respectivement. La contrainte de cisaillement expérimentale $\tau^{(exp)}$ est aussi présentée à la Figure D.6. Une bonne concordance est généralement observée au long des Figures D.4, D.5 et D.6 entre les courbes numériques, analytiques et expérimentales, ce qui valide la procédure développée au Chapitre 5. Par ailleurs, il est intéressant de noter que les méthodes d'éléments finis et analytique, cohérentes entre-elles, sur-estiment $\tau^{(exp)}$ pour une surface plane ($\beta = 0$) à la Figure D.4, et sous-estiment $\tau^{(exp)}$ pour les interfaces en dents de scie avec $\beta = 10^o$ et $\beta = 20^o$ à la Figure D.6. Il est donc possible, du fait des différences de traitement, que la micro-rugosité, et donc l'angle de friction de base $\phi_b$ correspondant, diffèrent entre la surface plane et les interfaces en dents de scie. En effet, il reste complexe, en pratique, d'obtenir un contact lisse dont la valeur de $\phi_b$ demeure réaliste et constante d'un essai à un autre (Hencher et Richard 2015). Par ailleurs, une nette différence est observable pour $\delta_s < 1$ mm, à la Figure D.6, entre la contraite de cisaillement obtenue expérimentalement et celle prédite par les les méthodes d'éléments finis et analytique. Celle-ci peut provenir de l'effet de la flexibilité du bâti de cisaillement qui n'est pas pris en compte dans

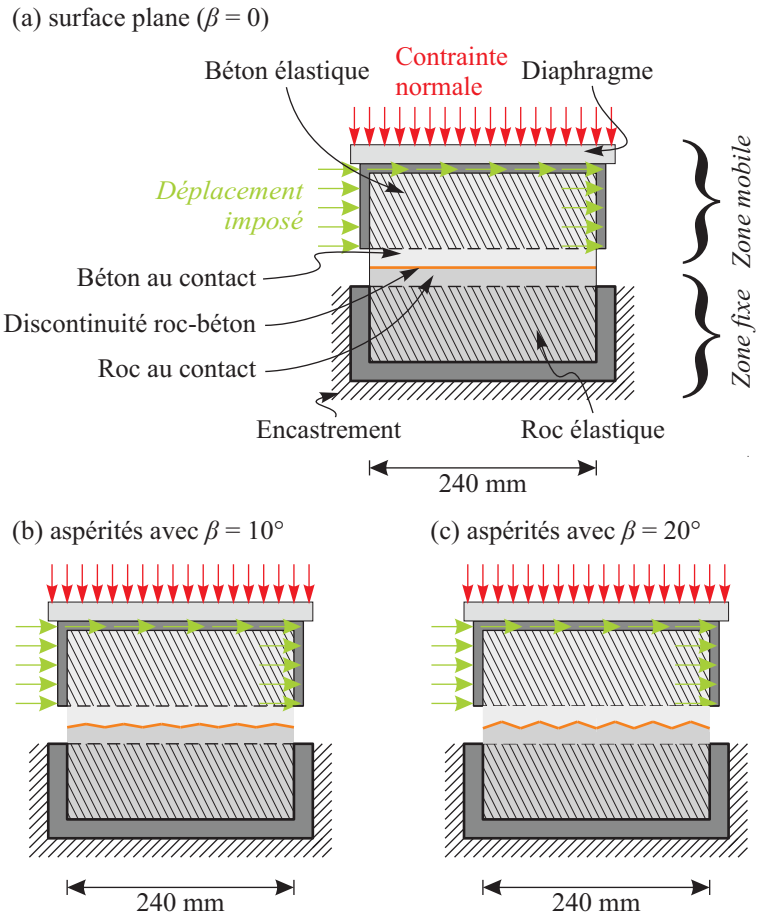



Figure D.2 Conditions des essais au cisaillement présentés par Gutiérrez (2013) modélisés avec la procédure numérique développée : (a) surface plane ($\beta = 0$) ; (b) aspérités triangulaires avec $\beta = 10°$ ; et (c) aspérités triangulaires avec $\beta = 20°$.

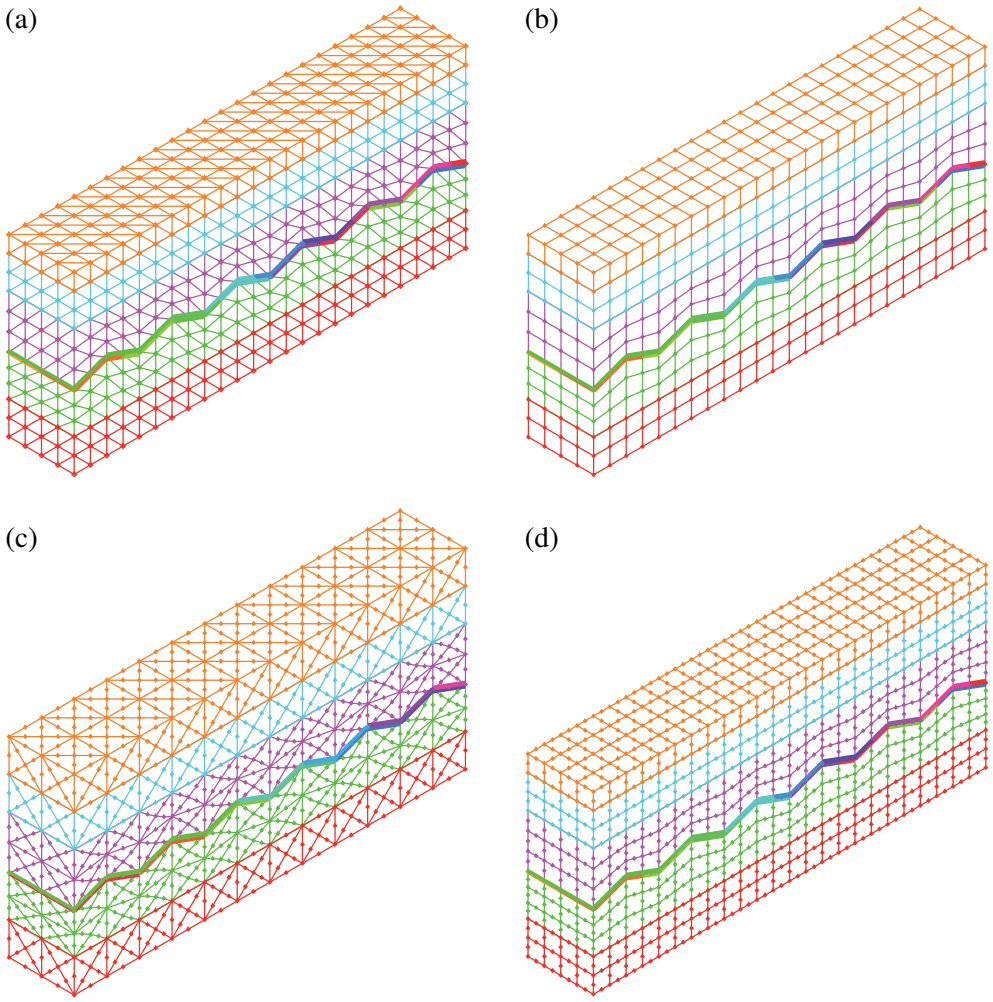



Figure D.3 Types d'éléments finis solides utilisés pour mailler le modèle de contact roc-béton en dent de scie (ici avec $\beta = 20^{o}$ et un maillage peu raffiné) : (a) tetrahedral à 4 nœuds ; (b) cubique à 8 nœuds ; (c) tetrahedral à 11 nœuds ; et (d) cubique à 20 nœuds.

la prédiction de $\tau$. Enfin, la Figure D.5 montre que la densité du maillage et le type d'éléments finis sélectionnés ne semblent pas avoir d'impact sur la dilatance $v$. En renvanche, on observe à la Figure D.6 que plus la densité du maillage est élevée, plus la solution numérique se rapproche de la courbe analytique. Les éléments finis cubiques à 20 nœuds apparaissent clairement comme étant les plus performants en terme de précision des prédictions vis-à-vis de l'analytique. Les éléments finis tetrahedraux à 4 et 11 nœuds fournissent des résultats moins précis pour des durées d'analyses similaires ou supérieures, ils ne semblent donc pas à privilégier pour des problèmes de contact. Les éléments finis cubiques à 8 nœuds fournissent des prédictions de $\tau$ assez médiocres vis-à-vis de la courbe analytique pour un maillage peu raffiné. Cependant ces prédictions s'améliorent nettement avec des densités de maillage plus élevées tandis que les analyses s'exécutent beaucoup plus rapidement qu'avec l'emploi des éléments finis cubiques à 20 nœuds. Les éléments finis cubiques à 8 nœuds sont donc sélectionnés pour la suite de cette Annexe et au long de cette thèse, afin de mailler les volumes, en s'assurant d'avoir un maillage très raffiné pour garantir la précision et le réalisme des contraintes de cisaillement prédites.

Dans un second temps, cette Annexe discute de l'effet de plusieurs facteurs de modélisation. Tout d'abord, le choix du critère V-M adopté pour les modèles d'éléments finis est critiqué. Pour se faire, on considère quatre nouveaux modèles dont l'enveloppe de plasticité est définie par le critère V-M, avec chacun une valeur différente de résistance en compression, i.e. $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})} = f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} = 30$ MPa, $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})} = f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} = 15$ MPa, $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})} = f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} = 7,5$ MPa et $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})} = f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} = 3,25$ MPa. Un modèle dont l'enveloppe de plasticité est définie par le critère de Drucker-Prager (D-P) est aussi considéré, avec $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})} = f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} = 30$ MPa et $f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{c})} = f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})} = 3$ MPa. En effet, le critère D-P, dont la définition est donnée en Annexe H, est généralement plus réaliste pour modéliser le roc ou le béton dans les modèles d'éléments finis (Chen 2012). Trois niveaux de contrainte normale appliquée $\sigma_{\mathrm{n}}$ sont considérés conformément aux travaux de Gutiérrez (2013) : $\sigma_{\mathrm{n}} = 0{,}4$ MPa, $\sigma_{\mathrm{n}} = 0{,}8$ MPa et $\sigma_{\mathrm{n}} = 1{,}2$ MPa.

La Figure D.7 présente la résistance en cisaillement au pic $\tau_{\mathrm{p}}$ obtenue avec les modèles utilisant le critère V-M, en fonction de la résistance en compression des matériaux $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{m})}$, avec pour ces cas $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{m})} = f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{c})} = f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}$, pour $\beta = 10^{\mathrm{o}}$ et $\beta = 20^{\mathrm{o}}$. La résistance en cisaillement au pic $\tau_{\mathrm{p}}$ obtenue avec le modèle utilisant le critère D-P est aussi indiquée à la Figure D.7. À titre de comparaison, la résistance au cisaillement expérimentale $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$ est enfin indiquée à la Figure D.7. Tout d'abord, on remarque que, de même que pour $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$, $\tau_{\mathrm{p}}$ est significativement augmenté par $\sigma_{\mathrm{n}}$, quelque soit les modèles numériques. Par ailleurs, on observe que, hormis pour le modèle utilisant le critère V-M avec $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{m})} = 3{,}25$ MPa, $\tau_{\mathrm{p}}$ n'est ni affecté par les va-

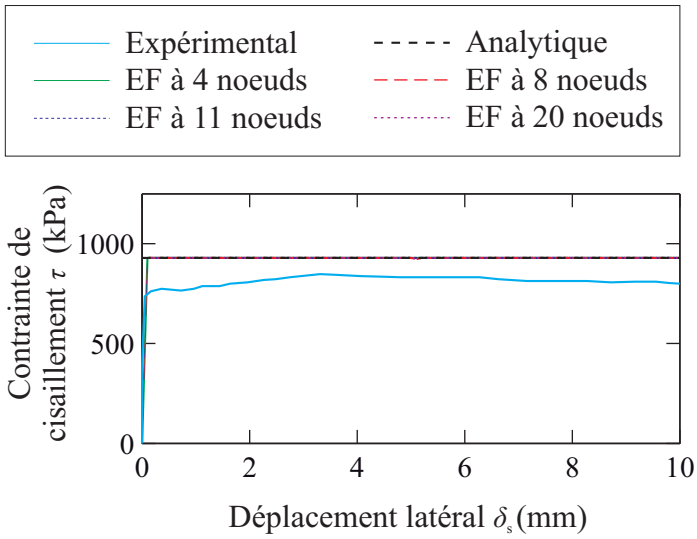



Figure D.4 Contrainte de cisaillement $\tau$ obtenue pour une surface plane ($\beta = 0$), avec l'essai expérimental, la formulation analytique et les analyses numériques conduites avec les quatres types d'éléments finis.

leurs de $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{m})}$, ni par la sélection du type de l'enveloppe de plastification. Ainsi, excepté pour les matériaux à faible résistance, i.e. correspondant au niveau de contrainte normale appliqué, les propriétés définissant l'enveloppe de plastification du roc ou du béton ne semblent pas affecter le comportement en cisaillement d'un contact en dents de scie pour $\sigma_{\mathrm{n}} \leqslant 1{,}2$ MPa. Par ailleurs, il apparait qu'utiliser le critère V-M avec une faible valeur de $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{m})}$ fournit une résistance au cisaillement $\tau_{\mathrm{p}}$ plus conservatrice qu'avec le critère D-P. Il est alors essentiel de noter que les analyses employant le critère D-P mettent beaucoup plus de temps à arriver à leur terme que celles utilisant le critère V-M. Ainsi, ces observations justifient la sélection de ce dernier critère pour les modèles 3D présentés au long de cette thèse, dont le temps d'analyse peut dépasser plusieurs semaines, en veillant à ne pas considérer de trop hautes valeurs de résistance en compression $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{m})}$.

L'effet de l'angle $\alpha$ entre la direction de cisaillement adoptée pendant les essais expérimentaux et celle adoptée pour les analyses numériques sur la constrainte de cisaillement $\tau$ est aussi investigué. La Figure D.8 illustre $\tau$ obtenue avec les modèles utilisant le critère V-M avec $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{m})} = 30$ MPa pour différentes valeurs de $\alpha$. À titre de comparaison, la contrainte de cisaillement expérimentale $\tau^{(\mathrm{exp})}$ est aussi indiquée. On note que l'angle $\alpha$ influe sur la résistance au cisaillement $\tau_{\mathrm{p}}$. Par ailleurs, encore une fois, $\sigma_{\mathrm{n}}$ impacte significativement $\tau$ et $\tau^{(\mathrm{exp})}$.

Enfin, l'enveloppe de résistance au cisaillement d'un joint roc-béton non-lié rugueux, tel

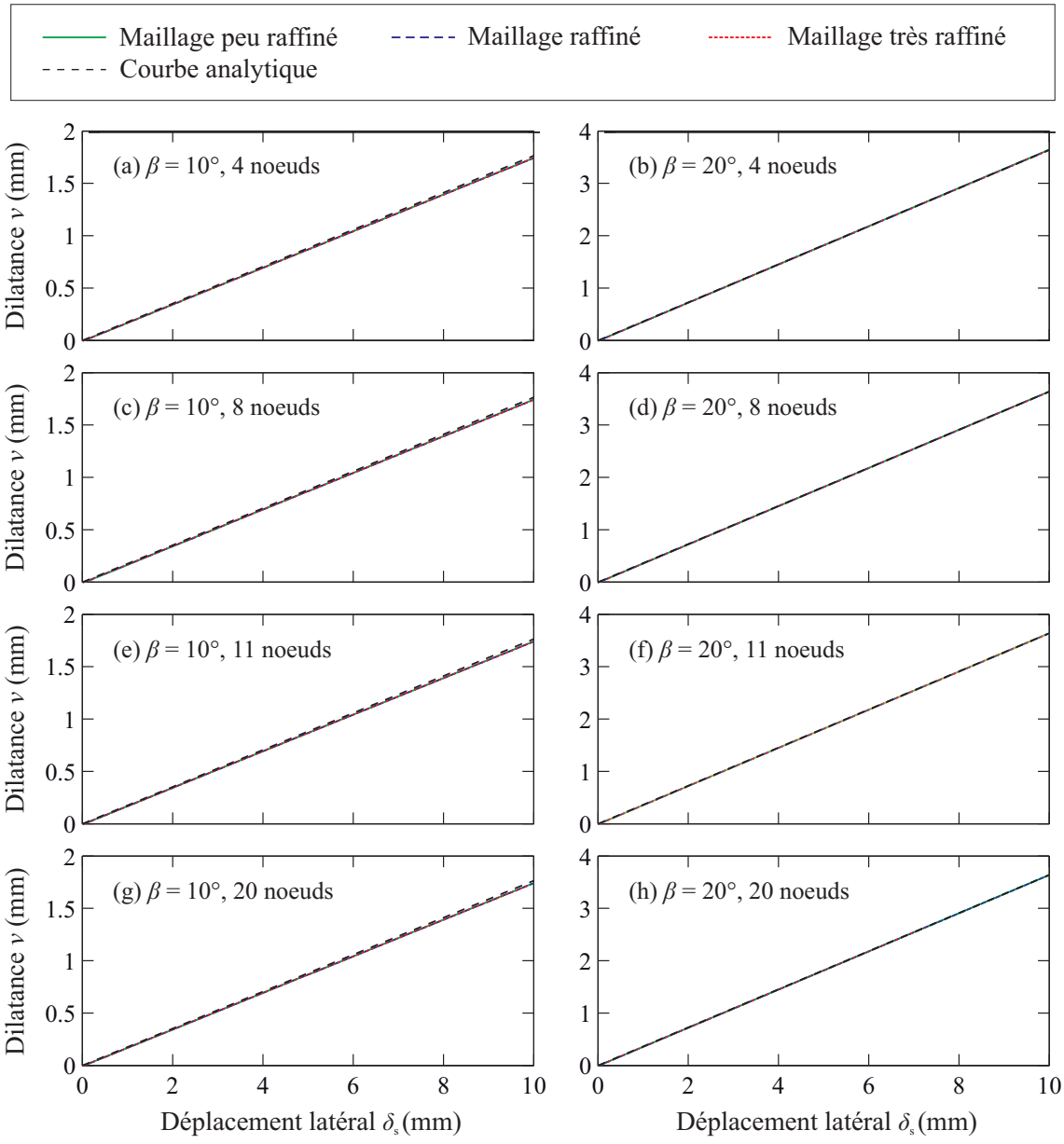



Figure D.5 Dilatance $v$ obtenue avec la formulation analytique et les analyses numériques conduites avec les trois densités de maillage, pour respectivement $\beta = 10^{\circ}$ et $\beta = 20^{\circ}$, pour les éléments finis : (a) et (b) tetrahedraux à 4 nœuds ; (c) et (d) cubiques à 8 nœuds ; (e) et (f) tetrahedraux à 11 nœuds ; et (g) et (h) cubiques à 20 nœuds.

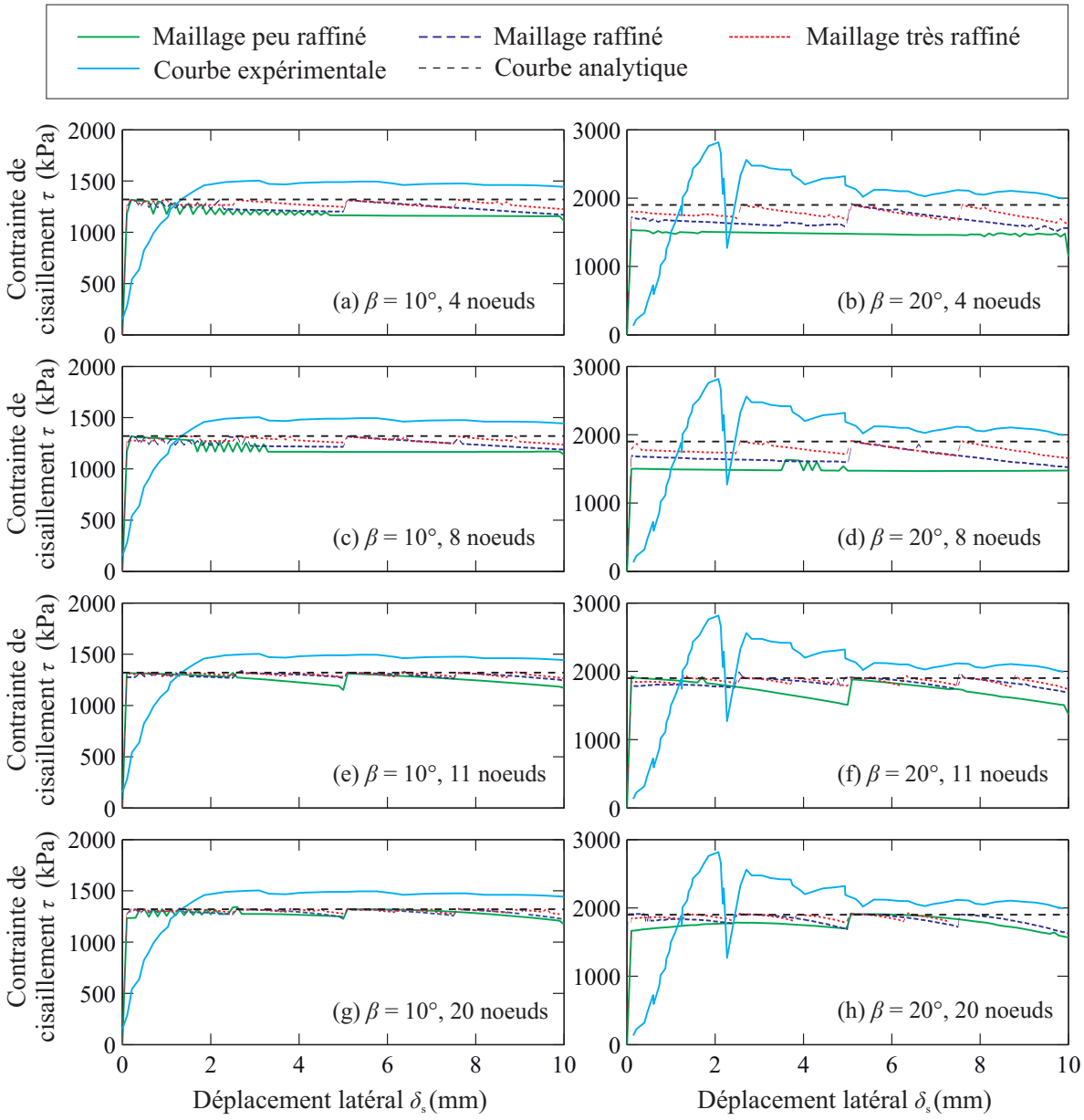



Figure D.6 Contrainte de cisaillement $\tau$ obtenue avec les essais expérimentaux, la formulation analytique et les analyses numériques conduites avec les trois densités de maillage, pour respectivement $\beta = 10^{o}$ et $\beta = 20^{o}$, pour les éléments finis : (a) et (b) tetrahedraux à 4 nœuds ; (c) et (d) cubiques à 8 nœuds ; (e) et (f) tetrahedraux à 11 nœuds ; et (g) et (h) cubiques à 20 nœuds.

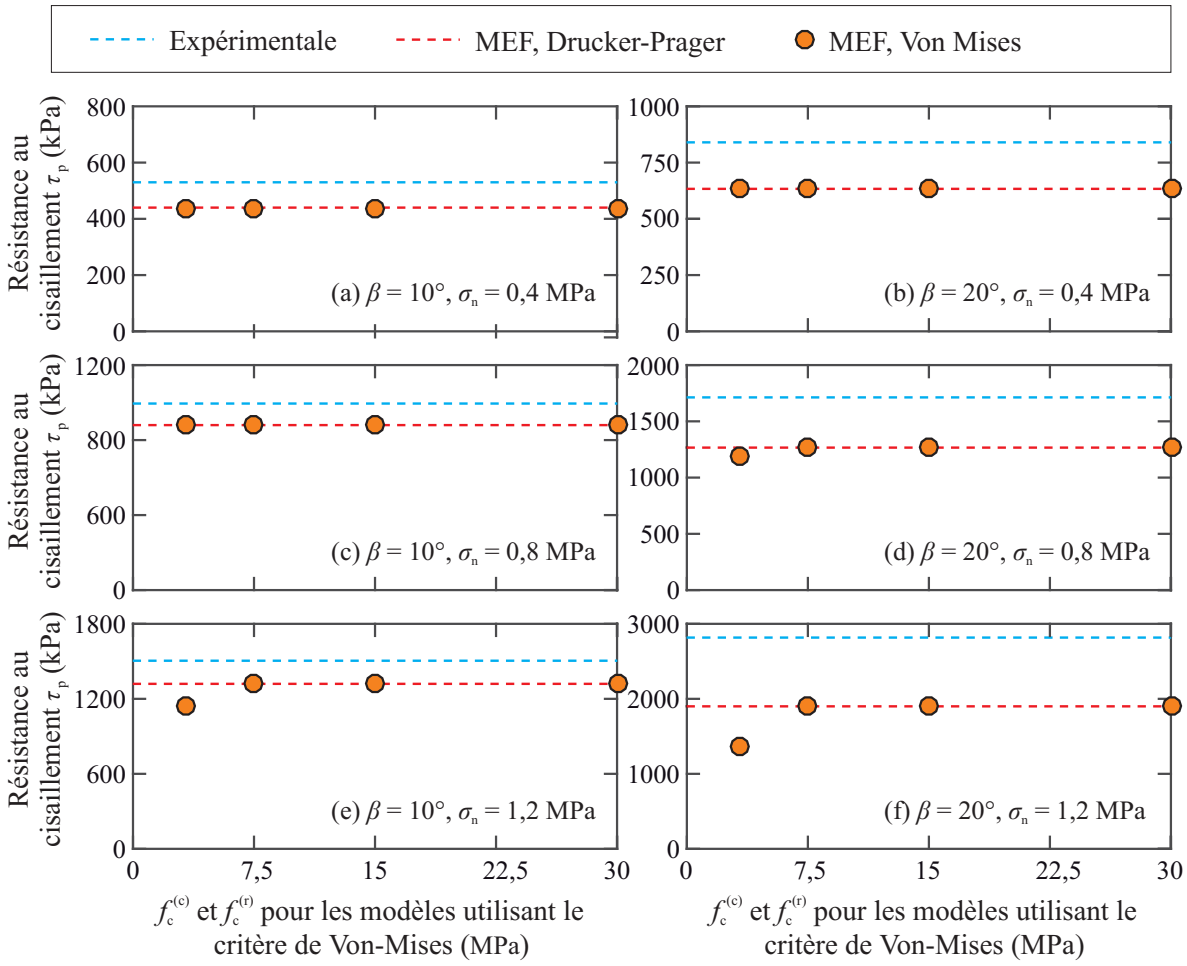



Figure D.7 Résistance en cisaillement au pic $\tau_p$ obtenue avec les essais expérimentaux et la FEM (avec les critères de Von-Mises et Drucker-Prager), pour respectivement $\beta = 10^o$ et $\beta = 20^o$, avec : (a) et (b) $\sigma_n = 0{,}4$ MPa ; (c) et (d) $\sigma_n = 0{,}8$ MPa ; et (e) et (f) $\sigma_n = 1{,}2$ MPa.

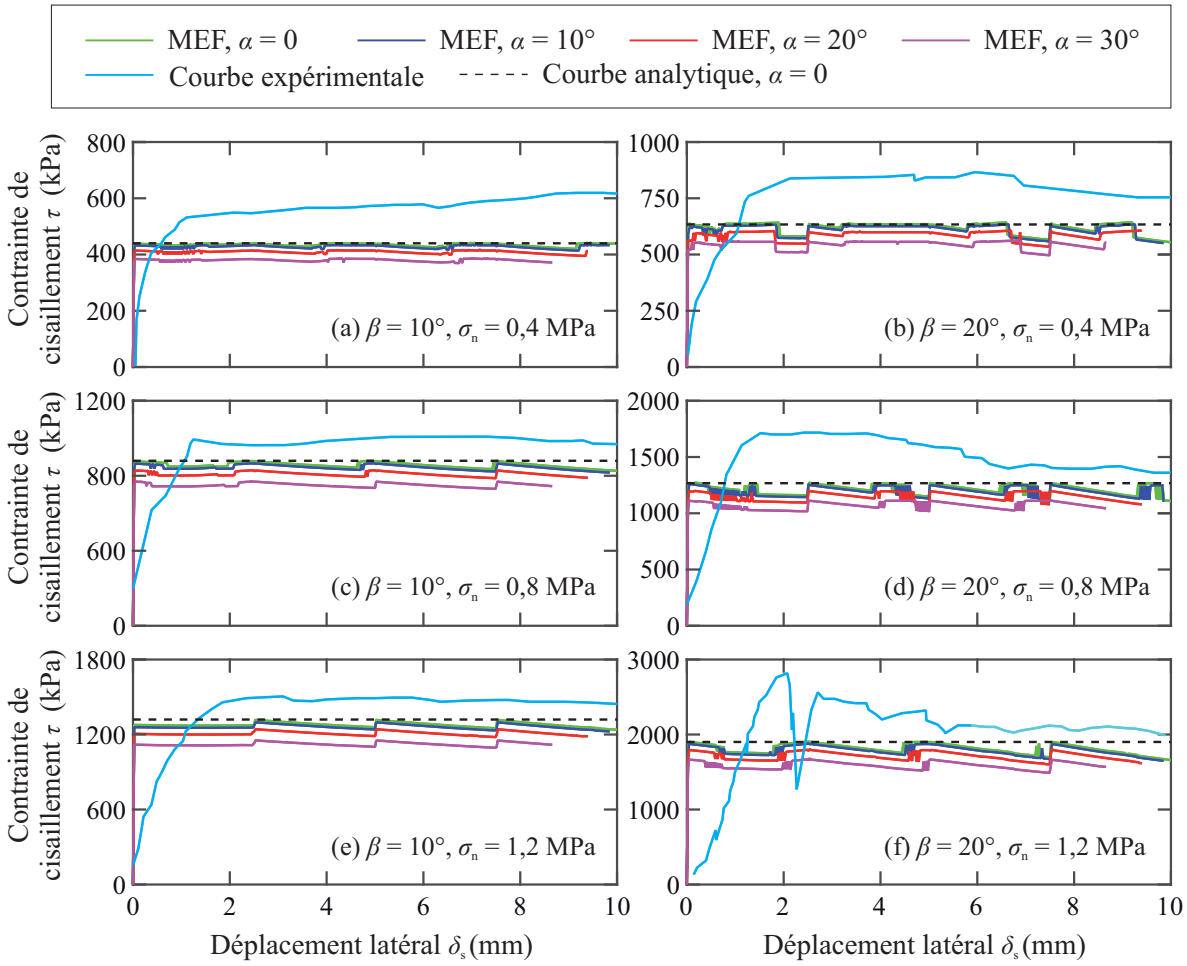



Figure D.8 Contrainte de cisaillement $\tau$ obtenue avec les essais expérimentaux et la FEM (critère de Von-Mises avec $f_c^{(c)} = f_c^{(r)} = 30$ MPa), pour respectivement $\beta = 10^o$ et $\beta = 20^o$, avec : (a) et (b) $\sigma_n = 0{,}4$ MPa ; (c) et (d) $\sigma_n = 0{,}8$ MPa ; et (e) et (f) $\sigma_n = 1{,}2$ MPa.

les deux contacts en dents de scie étudiés au long de cette Annexe, peut être approximée par l'équation

$$\tau_{\mathrm{p}} = \sigma_{\mathrm{n}} \tan(\tilde{\phi}) + \tilde{c} \tag{D.1}$$

où, pour rappel, $\tilde{c}$ et $\tilde{\phi}$ sont la cohésion et l'angle de friction apparents. Ceux-ci peuvent être déterminés en effectuant une régression linéaire à partir de plusieurs couples $(\sigma_{\mathrm{n}}, \tau_{\mathrm{p}})$, tel qu'illustré par la Figure D.9 pour les résultats issus des essais expérimentaux et des modèles numériques utilisant le critère V-M avec $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{m})} = 30$ MPa et $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{m})} = 3{,}25$ MPa. On constate que $\tilde{c}$ est quasiment nul ou négatif pour les couples expérimentaux $(\sigma_{\mathrm{n}}, \tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})})$, lesquels apparaissent alignés en une droite. Ceci indique, qu'au pic, les dents du contact n'ont pas encore rompu. Les propriétés de plastification des matériaux du contact influencent donc peu $\tau_{\mathrm{p}}^{(\mathrm{exp})}$, menant à une cohésion apparente négligeable. Cette analyse est confirmée par le fait que $\tilde{c} = 0$ avec les modèles numériques pour $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{m})} = 30$ MPa. En revanche, avec $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{m})} = 3{,}25$ MPa, on obtient $\tilde{c} = 113$ kPa et $\tilde{c} = 337$ kPa pour $\beta = 10^{\mathrm{o}}$ et $\beta = 20^{\mathrm{o}}$, respectivement. Pour un contact en dents de scie, la valeur de $\tilde{c}$ est donc directement reliée à l'état d'endommagement des aspérités. Ainsi, l'emploi d'un contact en dents de scie ayant un roc et un béton de bonne qualité parait peu adapté pour l'étude de la cohésion apparente : un contact constitué de matériaux plus faibles, tel le plâtre, ou ayant des aspérités moins proéminentes aux géométries plus naturelles, serait plus adéquate. Par ailleurs, de manière générale, les Figures D.6 et D.7 démontrent l'effet significatif de la rugosité, caractérisée ici par l'angle de pente $\beta$, sur $\tau_{\mathrm{p}}$, même dans les cas où $\tilde{c} = 0$. La cohésion apparente ne peut donc pas, sans la friction apparente, caractériser efficacement l'effet de la rugosité.

En conclusion, plusieurs conclusions peuvent être faites concernant les modèles numériques développés au long de cette thèse :

- une bonne concordance est généralement observée entre les résultats expérimentaux de Gutiérrez (2013) et ceux des modèles numériques ;
- les éléments finis cubiques à 8 nœuds sont préférés pour les modèles 3D en s'assurant d'avoir un maillage très raffiné ;
- le critère V-M est sélectionné pour les modèles 3D en veillant à ne pas considérer de trop hautes valeurs de résistance en compression ;
- l'angle $\alpha$ entre la direction de cisaillement adoptée pendant les essais expérimentaux et celle adoptée pour les analyses numériques peut potentiellement impacter la résistance au cisaillement $\tau_{\mathrm{p}}$.

Par ailleurs, les modèles numériques de cette Annexe ont permis de confirmer plusieurs

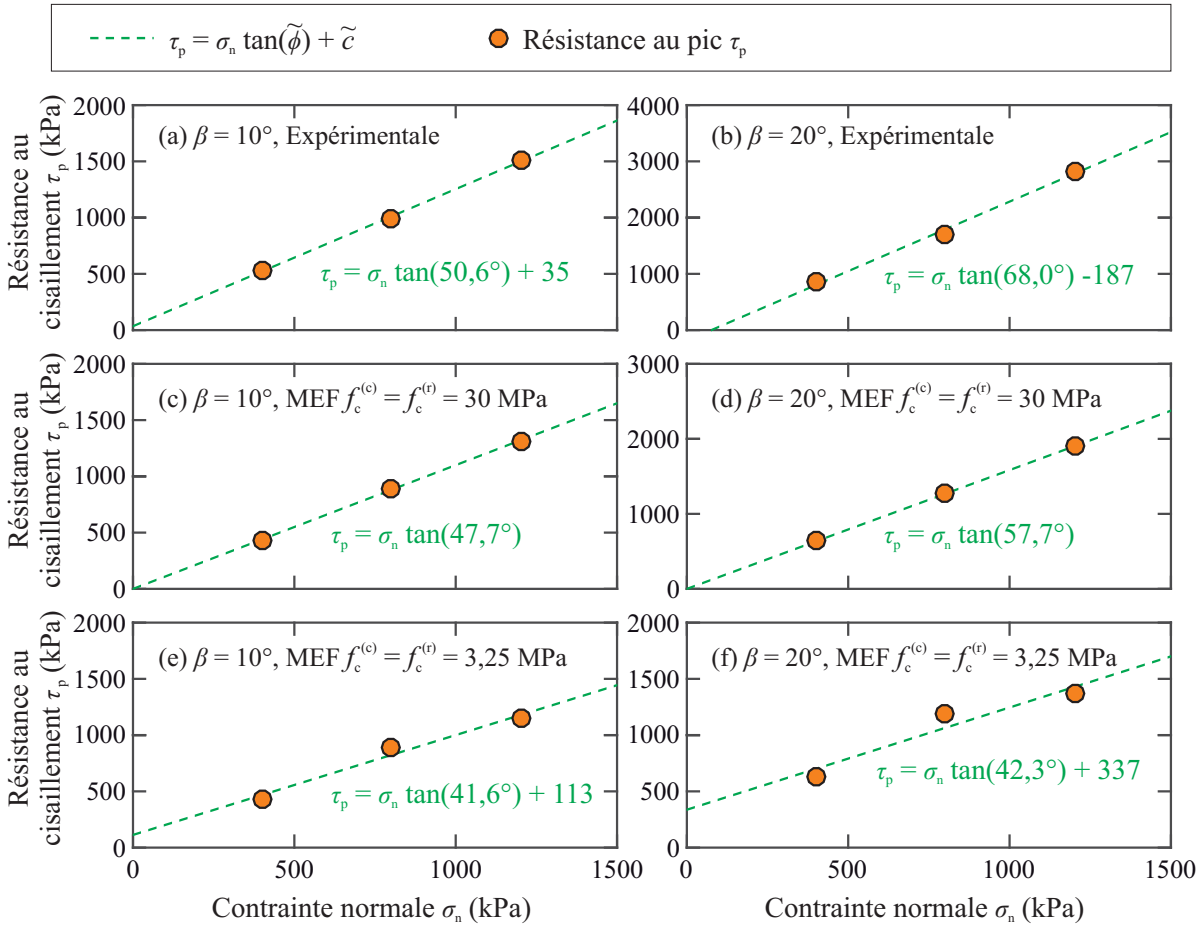



Figure D.9 Résistance en cisaillement au pic $\tau_p$ obtenue en fonction de $\sigma_n$ , pour respectivement $\beta = 10^o$ et $\beta = 20^o$, avec : (a) et (b) les essais expérimentaux ; (c) et (d) la FEM avec le critère de Von-Mises avec $f_c^{(c)} = f_c^{(r)} = 30$ MPa ; et (e) et (f) la FEM avec le critère de Von-Mises avec $f_c^{(c)} = f_c^{(r)} = 3{,}25$ MPa.

observations expérimentales :

- $\tau_{\mathrm{p}}$ augmente significativement avec $\sigma_{\mathrm{n}}$ ;
- l'effet important de la rugosité sur $\tau_{\mathrm{p}}$ est démontré ;
- même pour des interfaces artificielles, des différences de traitement peuvent faire varier la valeur de l'angle de friction de base $\phi_{\mathrm{b}}$ ;
- excepté pour de faibles résistances en compression, les enveloppes de plastification du roc et du béton ne semblent pas affecter le comportement en cisaillement des contact en dents de scie ;
- la valeur de la cohésion apparente est directement reliée à l'état d'endommagement des aspérités ;
- la cohésion apparente ne peut pas caractériser seule l'effet de la rugosité ;
- l'emploi d'un contact en dents de scie ayant un roc et un béton de bonne qualité parait peu adapté pour l'étude de la cohésion apparente.

# ANNEXE E

## Précision numérique de la procédure développée modélisant les contacts roc-béton

Cette Annexe investigue la répartition des contraintes au sein d'un contact roc-béton non-lié cisaillé. Pour se faire, le profil 2D extrait du modèle d'élément finis original du contact roc-béton CR2-1, étudié au Chapitre 6, est considéré avec $\phi_{\mathrm{b}} = 35^{o}$. L'emploi de ce modèle 2D permet d'utiliser plusieurs densités de maillages $\Delta_{\mathrm{m}}$ avec une résolution géométrique de $\Delta_{\mathrm{g}} = 1$ mm, tel qu'illustré à la Figure E.1. Cette étude vise donc aussi à statuer sur le niveau de précision des modèles numériques générés par la procédure développée au Chapitre 6. L'ensemble de ces résultats est étudié lorsque le déplacement en cisaillement $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})}$ pour lequel $\tau_{\mathrm{p}}$ est obtenu est atteint, i.e. ici $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})} = 1{,}4$ mm. Les contraintes sont définies ici positives en traction et négatives en compression.

Le Tableau E.1 présente les contraintes principales maximales $\sigma_{1,\mathrm{max}}^{(\mathrm{m})}$ et minimales $\sigma_{3,\mathrm{min}}^{(\mathrm{m})}$ observées au sein des matériaux pour 4 densités de maillage, i.e. $\Delta_{\mathrm{m}} = 1$ mm, $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/2$ mm, $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/3$ mm et $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/4$ mm. On remarque qu'une densité de maillage $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/3$ mm est requise pour converger vers $\sigma_{1,\mathrm{max}}^{(\mathrm{m})}$. Ceci démontre l'importance d'avoir un maillage raffiné pour estimer les contraintes maximales. Cependant, pour l'ensemble des modèles, $\sigma_{3,\mathrm{min}}^{(\mathrm{m})} \simeq -30$ MPa, ce qui indique que les aspérités en contact commencent à plastifier en compression quelque soit le modèle. À ce stade, il est important de noter que les 4 modèles prédisent des dilatance $v(\delta_{\mathrm{s}})$ et contraintes de cisaillement $\tau(\delta_{\mathrm{s}})$ fortement similaires.

Tableau E.1 Contraintes principales maximales $\sigma_{1,\mathrm{max}}^{(\mathrm{m})}$ et minimales $\sigma_{3,\mathrm{min}}^{(\mathrm{m})}$ au sein des modèles 2D avec $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})} = 1{,}4$ mm.

| $\Delta_{\mathrm{m}}$ | $\sigma_{1,\mathrm{max}}^{(\mathrm{m})}$ (MPa) | $\sigma_{3,\mathrm{min}}^{(\mathrm{m})}$ (MPa) |
|---|---|---|
| 1 mm | 11,9 | −27,6 |
| 1/2 mm | 14,1 | −29,6 |
| 1/3 mm | 16,4 | −30 |
| 1/4 mm | 17,7 | −30 |

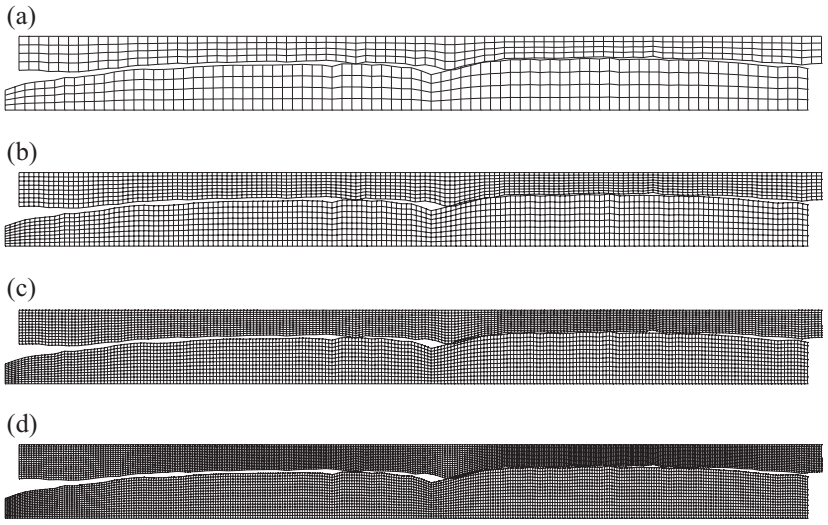



Figure E.1 Modèles 2D du contact roc-béton CR2-1 avec $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})} = 1{,}4$ mm, avec $\Delta_{\mathrm{g}} = 1$ mm, et : (a) $\Delta_{\mathrm{m}} = 1$ mm ; (b) $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/2$ mm ; (c) $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/3$ mm ; et (d) $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/4$ mm.

Les Figures E.2 et E.3 montrent respectivement les contraintes principales $\sigma_1^{(\mathrm{m})}$ et $\sigma_3^{(\mathrm{m})}$ au sein des modèles 2D. On observe alors que les contraintes se concentrent essentiellement autours de la zone de contact, quelque soit les modèles : $\sigma_1^{(\mathrm{m})}$ et $\sigma_3^{(\mathrm{m})}$ y atteignent environs 10 MPa et $-20$ MPa. Ces valeurs sont assez éloignées des contraintes principales maximales $\sigma_{1,\mathrm{max}}^{(\mathrm{m})}$ et minimales $\sigma_{3,\mathrm{min}}^{(\mathrm{m})}$ indiquées au Tableau E.1. En effet, ces valeurs ne sont que très localement atteintes. Par ailleurs, les valeurs de $\sigma_1^{(\mathrm{m})}$ et $\sigma_3^{(\mathrm{m})}$ observées au niveau du contact indiquent que, pour des matériaux de bonne qualité tels le béton ou le granite, les aspérités auront plus tendance à s'écraser en compression qu'à fissurer en traction. Ceci s'explique par le faible niveau de la contrainte normale appliquée, et par l'absence de clef de cisaillement à cette échelle. Enfin, même si les valeurs de contraintes n'ont pas complètement convergé avec le modèle ayant $\Delta_{\mathrm{m}} = 1$ mm, comme l'indiquent les valeurs de $\sigma_{1,\mathrm{max}}^{(\mathrm{m})}$ au Tableau E.1, on remarque que les distributions de contraintes $\sigma_1^{(\mathrm{m})}$ et $\sigma_3^{(\mathrm{m})}$ suivent une tendance très similaire à celle observée avec le modèle ayant $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/4$ mm. Aussi, ceci explique que la dilatance $v(\delta_{\mathrm{s}})$ et les contraintes de cisaillement $\tau(\delta_{\mathrm{s}})$ soient prédites de manière satisfaisante avec $\Delta_{\mathrm{m}} = 1$ mm, malgré des valeurs de contraintes pouvant localement ne pas avoir convergé. Au final, cette Annexe démontre qu'un soin particulier doit être apporté au maillage d'éléments finis, lequel doit être adapté en fonction du type de donnée de sortie étudiée, globale ou locale.

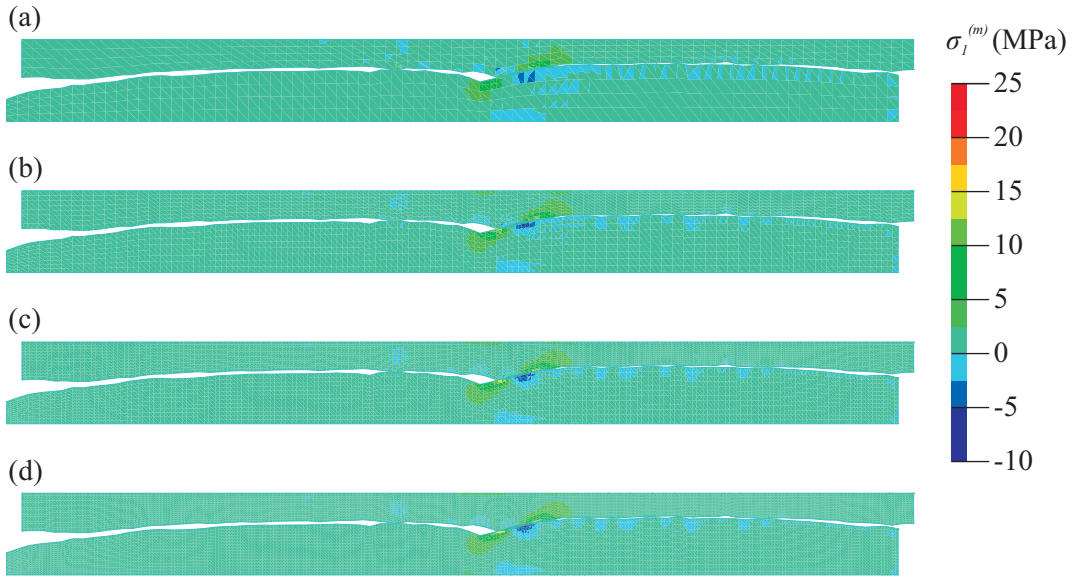



Figure E.2 Distribution des contraintes principales $\sigma_1^{(\mathrm{m})}$ au sein des modèles 2D avec $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})} = 1{,}4$ mm, avec : (a) $\Delta_{\mathrm{m}} = 1$ mm ; (b) $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/2$ mm ; (c) $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/3$ mm ; et (d) $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/4$ mm.

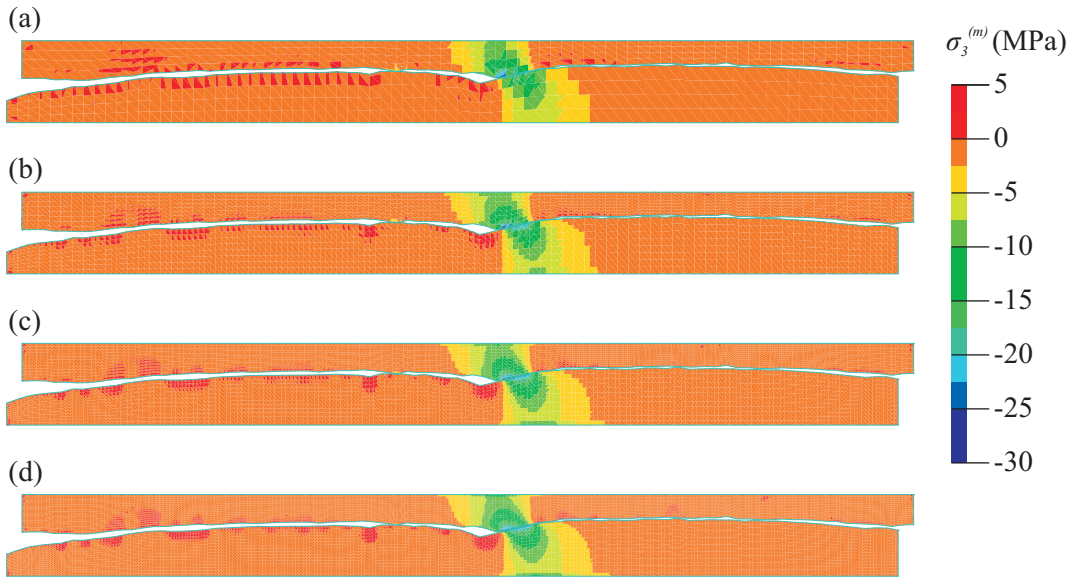



Figure E.3 Distribution des contraintes principales $\sigma_3^{(\mathrm{m})}$ au sein des modèles 2D, avec $\delta_{\mathrm{s}}^{(\mathrm{p})} = 1{,}4$ mm, avec : (a) $\Delta_{\mathrm{m}} = 1$ mm ; (b) $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/2$ mm ; (c) $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/3$ mm ; et (d) $\Delta_{\mathrm{m}} = 1/4$ mm.

# ANNEXE F

## Effet des propriétés mécaniques du roc sur la résistance des contacts

Cette Annexe investigue les effets du module d'élasticité $E^{(\mathrm{r})}$ et de la résistance en compression $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}$ de la fondation rocheuse, dont les valeurs peuvent présenter une variabilité significative d'un site de barrage à un autre, sur la réponse en cisaillement d'interfaces de contact non-liées. Pour se faire, les modèles d'éléments finis des spécimens de contact CR1-2, CR2-1 et RR3-2, construits et validés expérimentalement au Chapitre 6, sont sélectionnés pour mener cette analyse de sensibilité avec $\phi_{\mathrm{b}} = 35^o$. Ces spécimens de contact aux propriétés de rugosité et d'emboitement variables présentent aussi des résultats numériques et expérimentaux en accord. Les modèles numériques sont classés suivant deux ratios différents, i.e. $r_E = E^{(\mathrm{r})}/E^{(\mathrm{c})}$ et $r_{f_{\mathrm{c}}} = f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}/f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}$, suivant 7 cas différents : (i) $r_E = 4$, $r_{f_{\mathrm{c}}} = 2$ ; (ii) $r_E = 2$, $r_{f_{\mathrm{c}}} = 2$ ; (iii) $r_E = 2$, $r_{f_{\mathrm{c}}} = 1$ ; (iv) $r_E = 1$, $r_{f_{\mathrm{c}}} = 1$ ; (v) $r_E = 1$, $r_{f_{\mathrm{c}}} = 0{,}5$ ; (vi) $r_E = 0{,}25$, $r_{f_{\mathrm{c}}} = 0{,}5$ ; et (vii) $r_E = 0{,}25$, $r_{f_{\mathrm{c}}} = 0{,}25$. L'ordre de grandeur des propriétés mécaniques du roc sont basés sur des données expérimentales rapportées dans la littérature (Fell *et al.* 2014).

La Figure F.1 présente la réponse en cisaillement des interfaces de contact étudiées issues des essais expérimentaux et des analyses d'éléments finis, lesquelles utilisent les ratios $r_E$ et $r_{f_{\mathrm{c}}}$. On observe alors que ni la contrainte de cisaillement $\tau(\delta_{\mathrm{s}})$, ni la dilatance $v(\delta_{\mathrm{s}})$ ne sont affectés par le ratio $r_E$. Ce comportement rigide des spécimens de contact est probablement dû à leurs petites dimensions qui empêche tout déformation élastique significative, avec $E^{(\mathrm{r})} \geqslant 6{,}25$ GPa. Ainsi, le module d'élasticité $E^{(\mathrm{r})}$ ne semble pas être un facteur prédominant dans la réponse au cisaillement de spécimens de contact de joints de barrage à petite échelle.

La Figure. F.1 illustre aussi que la contrainte de cisaillement $\tau(\delta_{\mathrm{s}})$ et la dilatance $v(\delta)$ diminuent avec la réduction de la résistance en compression du roc $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}$, surtout pour le spécimen de contact CR1-2 qui présente un $JRC$ plus élevé que CR2-1 et RR3-2. Ceci est dû au processus de cisaillement se déroulant au sein des aspérités au fur et à mesure que la résistance en compression du matériau intact est localement dépassée. Lorsque $r_{f_{\mathrm{c}}} \geqslant 1$, les Figures. F.1 (a) et (b) révèlent que la contrainte de cisaillement $\tau(\delta_{\mathrm{s}})$ le long des contacts roc-béton CR1-2 et CR2-1 est beaucoup moins sensible à la variation de $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}$. Ainsi, ces résultats démontrent que la résistance au cisaillement des aspérités des contacts roc-béton est principalement contrôlée par le matériau le plus fragile. Néanmoins, pour la plupart des spécimens de contact, les contraintes de cisaillement numériques varient assez peu en fonction

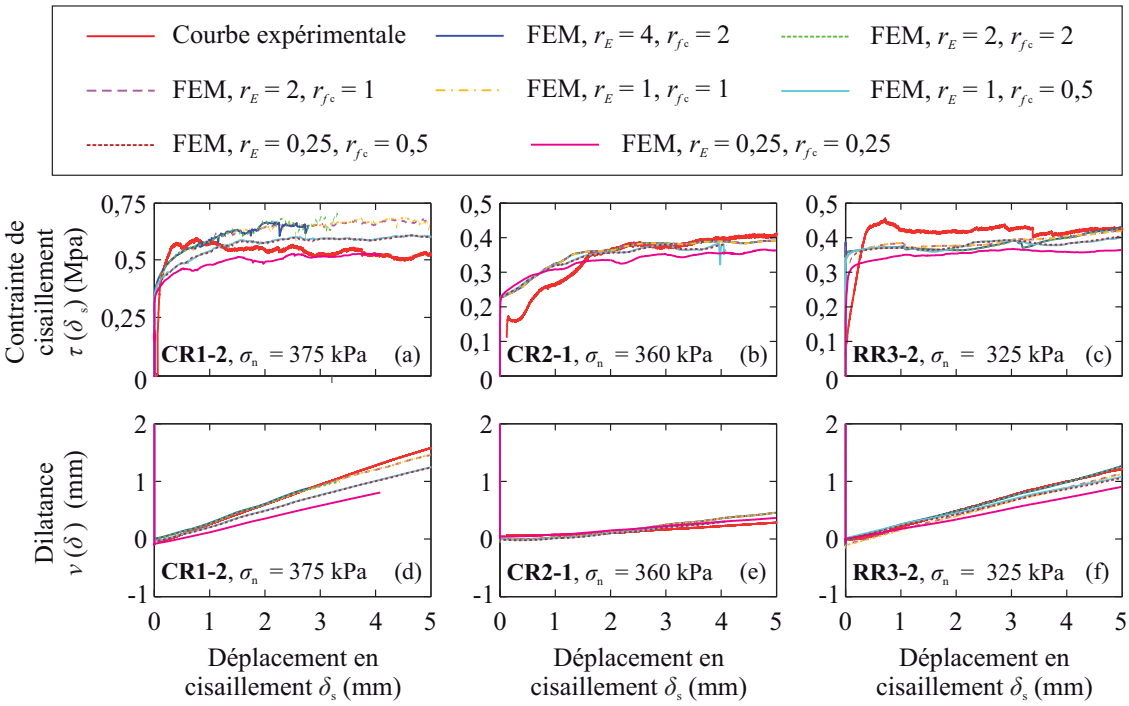



Figure F.1 Comparaison de la réponse en cisaillement obtenue des essais expérimentaux et des analyses d'éléments finis en utilisant différents ratios $r_E = E^{(\mathrm{r})}/E^{(\mathrm{c})}$ et $r_{f_c} = f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}/f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{c})}$ : contrainte de cisaillement $\tau(\delta_{\mathrm{s}})$ pour les interfaces de contact (a) CR1-2 ; (b) CR2-1 ; et (c) RR3-2 ; et dilatance $v(\delta_{\mathrm{s}})$ pour les interfaces de contact (d) CR1-2 ; (e) CR2-1 ; et (f) RR3-2.

du déplacement, tel que montré à la Figure F.1, même avec $f_c^{(r)} = 7{,}5$ MPa. Ceci suggère que peu de dégradation d'aspérités survient durant l'essai, ce qui est cohérent avec les observations faites au Chapitre 5 qui démontrent que les propriétés de rugosité des spécimens de contact ne sont que peu affectées par le processus de cisaillement. Bien qu'un critère de roche intacte plus sophistiqué aurait probablement permis d'améliorer la précision des résultats numériques, les conclusions de cette analyse de sensibilité suggèrent que la résistance au cisaillement des spécimens de contact est probablement principalement contrôlée par le glissement le long des aspérités à des niveaux de contraintes communs le long des joints de barrage. En outre, ces résultats confirment que la procédure proposée au Chapitre 6, combinée avec des résultats expérimentaux, peut être appliquée pour améliorer la compréhension du comportement en cisaillement de joints de barrages non-liés.

# ANNEXE G

## Numérisation de surfaces rocheuses

Cette Annexe décrit les différentes techniques permettant l'obtention de surfaces rugueuses de contact numérisées pour ce projet de recherche. Elle présente aussi en détail le processus suivi pour identifier et numériser, au moyen du LiDAR, des surfaces de la fondation rocheuse d'un barrage existant.

### Revue de littérature sur la numérisation de surfaces de contact rugueux

*Numérisation de contacts de petites dimensions*

Autrefois relevées au moyen de profilomètres mécaniques, les surfaces d'échantillons de joints rugueux non-liés peuvent maintenant être numérisées au moyen de l'emploi de la technique confocale (Wilson 1990, Ficker et Martisek 2016) ou d'un profilomètre laser (Esaki *et al.* 1992, Sabbadini 1994, Jermy 1995, Lanaro *et al.* 1998, Develi *et al.* 2001, Fardin *et al.* 2001, Grasselli *et al.* 2002, Jiang *et al.* 2006, Ballivy *et al.* 2007, Johansson 2009, Moradian *et al.* 2010, Rousseau 2010, Rousseau *et al.* 2011, Champagne 2012, Mah *et al.* 2013, Tatone et Grasselli 2013, Gravel *et al.* 2015, Fathi *et al.* 2016, Sow *et al.* 2016, Fan *et al.* 2019, Morad *et al.* 2019). Il s'agit donc de méthodes de numérisation de surfaces rugueuses reconnues comme fiables et efficaces par la littérature, dont la précision et la résolution peuvent être inférieures à 0,1 mm. Le profil 3D ainsi obtenu consiste alors généralement en un nuage discret de plusieurs millions de points, et peut notamment être utilisé pour déterminer les paramètres de rugosité cités ci-haut (Rousseau 2010).

Le principe de fonctionnement du profilomètre laser utilisé à l'Université de Sherbrooke, dont proviennent les profils de contact étudiés au long de cette thèse à petite et moyenne échelles (Moradian *et al.* 2010, Rousseau 2010, Rousseau *et al.* 2011, Champagne 2012, Gravel *et al.* 2015), repose sur les travaux de Beckmann et Spizzichinos (1987) : (i) un peigne de lasers émet un faisceau vers la surface ; (ii) les aspérités de celle-ci réfléchissent le faisceau dans toutes les directions ; (iii) cependant cette réflexion dispose d'une direction préférentielle ; (iv) cette réflexion préférentielle est alors captée par le dispositif de réception ; (v) les données issues de la réflexion du faisceau permettent alors de calculer la position du point mesuré au moyen d'un logiciel fourni avec le dispositif (Tay et Quan 2003, Rousseau 2010). Toutefois,

lors des mesures, Rousseau (2010) relève la présence d'alignements de points surélevés sur les surfaces numérisées, i.e. des points atypiques ne devant pas être considérés. Ces points erronés peuvent provenir d'imprécisions dans la manipulation, mais aussi du profilomètre laser qui a été conçu pour des surfaces métalliques à application industrielle, et non des surfaces rocheuses ou bétonnées. Or les matériaux constituant ces surfaces sont fortement hétérogènes à échelle microscopique, notamment du fait d'une minéralogie très variable. Cette hétérogénéité peut alors affecter le processus de réflexion du faisceau laser et impliquer une marge d'erreur des mesures plus grande, laquelle est alors estimée entre 0,01 mm et 0,3 mm (Rousseau 2010). Il est donc nécessaire de développer une procédure pour traiter ce bruit et exploiter les profils 3D obtenus. Enfin, le profilomètre laser ne peut numériser que des surfaces inférieures à 1 $m^2$. Un autre procédé technique doit donc être employé pour numériser des surfaces de contact à grande échelle.

*Le LiDAR : une solution innovante pour la numérisation de grandes surfaces irrégulières*

La technologie du Light Detection And Ranging (LiDAR) semble être une solution novatrice valable pour numériser des surfaces de fondation rocheuses de barrage et construire des géométries de contact roc-béton réalistes. En effet, de plus en plus de relevés topographiques sont menés au moyen de la technologie du LiDAR, laquelle permet de numériser des surfaces irrégulières allant de quelques dizaines de centimètres à quelques kilomètres carrés (Khoshelham *et al.* 2011, Lato et Voge 2012, Abellán *et al.* 2014, Caudal *et al.* 2017). Le LiDAR fonctionne sur la mesure du temps séparant l'émission d'un rayon laser et la réception de la lumière réfléchie par la surface cible, tel qu'illustré à la Figure G.1 (Abellán *et al.* 2014). Connaissant la vitesse de la lumière, ce temps de retours permet alors de déterminer la distance entre l'appareil de mesure et la surface cible. Ce calcul est alors utilisé pour générer un nuage discret 3D de plusieurs millions de points correspondant aux coordonnées de la surface cible scannée (Liu *et al.* 2010, Abellán *et al.* 2014).

Le franc succès du LiDAR pour mener des relevés topographiques s'explique notamment par (Jones 2006, Hu *et al.* 2012, Abellán *et al.* 2014) :

- sa haute résolution de prise de mesure (2-3 cm) ;
- son haut degré de précision, de l'ordre du centimètre, voir du millimètre pour certains appareils et certaines surfaces ;
- sa capacité de mesure non destructrice ;
- sa facilité et sa rapidité de manipulation.

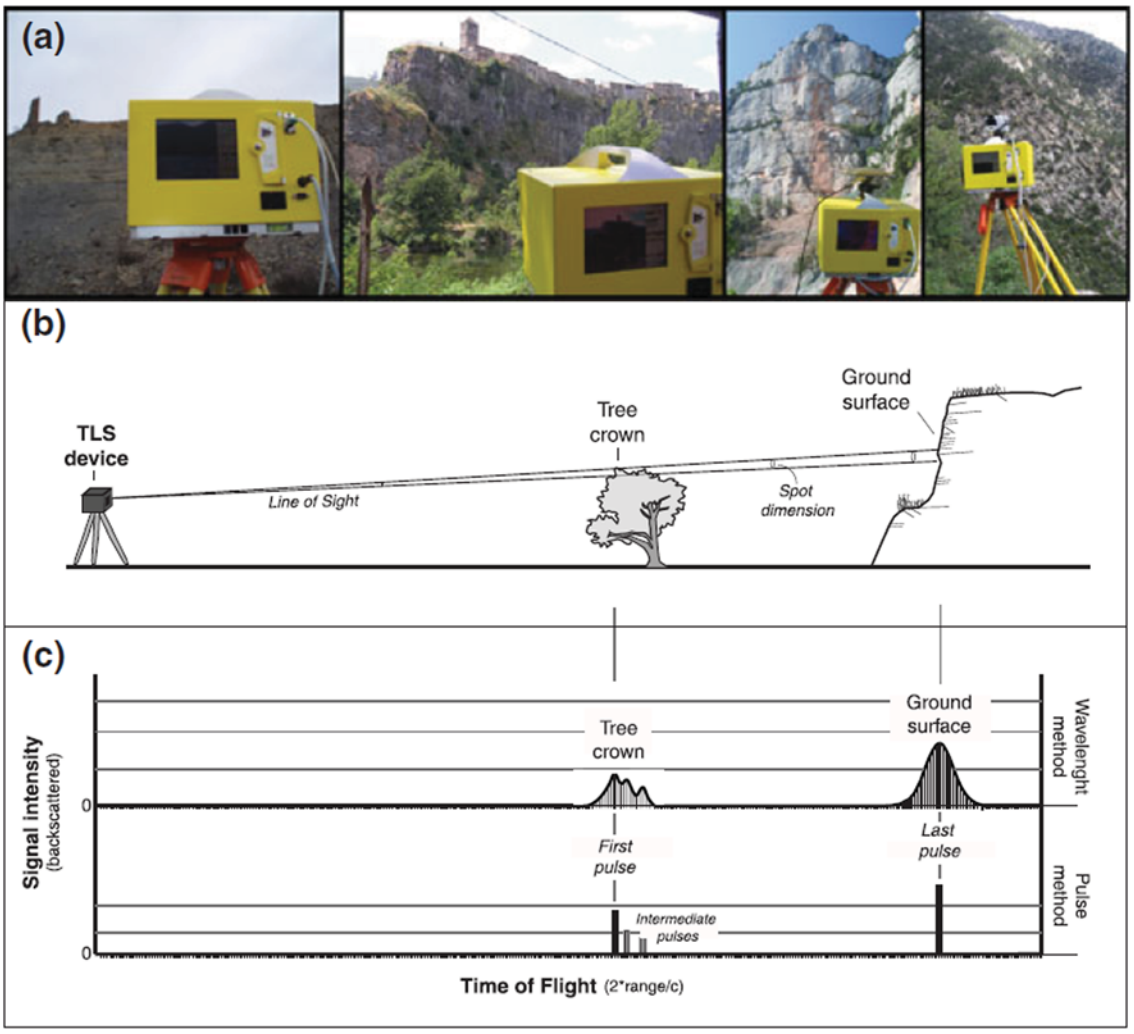



Figure G.1 (a) Exemple de l'acquisition de donnée par le LiDAR à de différents lieux en Catalogne (Espagne) et à Andorre. (b) Principe de fonctionnement du LiDAR avec sa ligne de mire et son spot. (c) Intensité du signal suivant le temps de retours pour deux différentes méthodes de mesure, tiré de Abellán *et al.* (2014).

Aussi, le domaine d'application de la technologie LiDAR ne cesse de s'étendre ces dernières années en portant sur : le référencement et l'évaluation du risque de glissements de terrains en milieux instables ou accidentés (Jones 2006, Kasai *et al.* 2009, Caudal *et al.* 2017, Dotta *et al.* 2017), la détection de changements topométriques (Hsiao 2004, Caudal *et al.* 2017, Dotta *et al.* 2017) ; l'évaluation de volumes de reliefs de terrain (Du et Teng 2007, Dunning *et al.* 2009, Hu *et al.* 2012, Dotta *et al.* 2017, Grenon *et al.* 2017, Calvetti *et al.* 2019) ; la caractérisation géologique et géomorphologique de pentes de terrain et la détection de discontinuités rocheuses associées (Abellàn *et al.* 2006, Nguyen *et al.* 2008, Dunning *et al.* 2009, Lato *et al.* 2009, Lato et Voge 2012, Riquelme *et al.* 2016, Cacciari et Futai 2017, Dotta *et al.* 2017) ; la caractérisation de la rugosité de discontinuités rocheuses (Khoshelham *et al.* 2011, Abellán *et al.* 2014, Chen *et al.* 2018) ; et la surveillance de la déformation de certaines structures sous chargement (Pieraccini *et al.* 2007, Liu *et al.* 2010, Watson *et al.* 2013, Chen *et al.* 2018). Le travail de Watson *et al.* (2013) constitue un cas d'utilisation du LiDAR pour évaluer la déformation structurale d'un pont suite à un chargement extrême. La comparaison de la géométrie du pont numérisée à haute précision avant et après ce chargement extrême permet alors d'évaluer qualitativement les dommages induits et de conclure sur sa sécurité. Les auteurs relèvent que l'emploi du LiDAR pour ce genre d'étude est significativement plus simple que la comparaison photographique. Toutefois, le LiDAR ne permet pas de quantifier l'évolution des contraintes internes à la structure, un couplage est nécessaire avec un modèle structural.

Plusieurs recommandations, dont Abellán *et al.* (2014) font une revue détaillée, doivent être suivies pour numériser des surfaces rocheuses au moyen du LiDAR :

- il est préférable d'éviter un angle d'incidence trop oblique aux extrémités de la surface scannée afin de conserver une résolution relativement homogène et de limiter les zones d'ombre telles que montrées à la Figure G.2 ;
- plusieurs points de mesures peuvent être employés afin de limiter les zones d'ombres et d'augmenter la précision ;
- plusieurs points de contrôles doivent être fixés si plusieurs sites de mesures sont utilisés ;
- les sources potentielles d'erreurs tel la météo ou la présence d'eau doivent être notifiées ;
- la résolution doit être adaptée au degré de détail recherché pour éviter les fichiers trop volumineux ou à l'inverse lacunaires ;
- le nuage de points obtenu doit être traité pour éliminer les données non-pertinentes tels que les obstacles, les zones non concernées par l'étude, ou le bruit.

Concernant ce dernier point, Khoshelham *et al.* (2011) insistent sur la nécessité de rigoureusement traiter le bruit de mesure si une surface rocheuse est numérisée pour quantifier sa rugosité. L'étude de Khoshelham *et al.* (2011) montrent aussi que, bien qu'envisageable, l'emploi du LiDAR n'est pas recommandé pour numériser une surface rocheuse de quelques dizaines de centimètres du fait du bruit. Par ailleurs, Khoshelham *et al.* (2011) déconseillent de traiter ce bruit au moyen de méthodes d'interpolations et proposent plutôt l'emploi d'un filtre en se basant notamment sur la théorie des ondelettes. Toutefois, aucun consensus n'est dégagé dans la littérature quant à la méthode de filtrage la plus appropriée (Abellán *et al.* 2014). L'efficacité de logiciels commerciaux tel PolyWorks, ou libres tels CANUPO (Brodu et Lague 2012) ou CloudCompare (Girardeau-Montant 2006) est aussi reconnue au sein de la littérature pour traiter et analyser les nuages de points obtenus par LiDAR (Abellán *et al.* 2014, Hu *et al.* 2012).

Un intérêt manifeste se développe aussi pour la technologie LiDAR au sein de la communauté des ingénieurs en barrages. Schweiger *et al.* (2015) démontrent ainsi la pertinence de l'emploi de relevés LiDAR pour accroitre la précision des études hydrauliques dans le contexte des barrages. Par ailleurs, Rondeau *et al.* (2015) illustrent que la technologie LiDAR peut permettre de valider la stabilité d'un barrage nouvellement construit en y mesurant les déformations après remplissage du réservoir. Enfin Chen *et al.* (2018) analysent le comportement structural d'un barrage en remblais nouvellement construit en combinant la géométrie finale de l'ouvrage relevée par LiDAR avec un modèle d'éléments finis.

Hu *et al.* (2012) relèvent qu'il n'existe que très peu d'études portant sur la réalisation d'un couplage entre un relevé topographique réalisé grâce au LiDAR et une analyse structurale utilisant, par exemple, la FEM. Ainsi, plusieurs études utilisent le LiDAR pour déterminer la valeur de certains paramètres mécaniques nécessaire pour l'évaluation de la stabilité au glissement de certains massifs rocheux, tandis que la topographie détaillée n'est pas utilisée directement dans les analyses structurales (e.g. Rosser *et al.* 2005, Armesto *et al.* 2009, Riquelme *et al.* 2016, Cacciari et Futai 2017, Caudal *et al.* 2017). Par exemple, Cacciari et Futai 2017 utilisent le LiDAR pour détecter et modéliser le réseau de fracturation parcourant un massif rocheux, lequel peut alors être simplifié et implémenté au sein d'analyses de stabilité.

Toutefois, quelques exemples d'études implémentant directement des relevés LiDAR au sein de modèles d'analyses structurales sont disponibles (Hu *et al.* 2012, Chen *et al.* 2018, Dotta *et al.* 2017, Grenon *et al.* 2017, Calvetti *et al.* 2019). Ainsi, Hu *et al.* (2012) s'intéressent

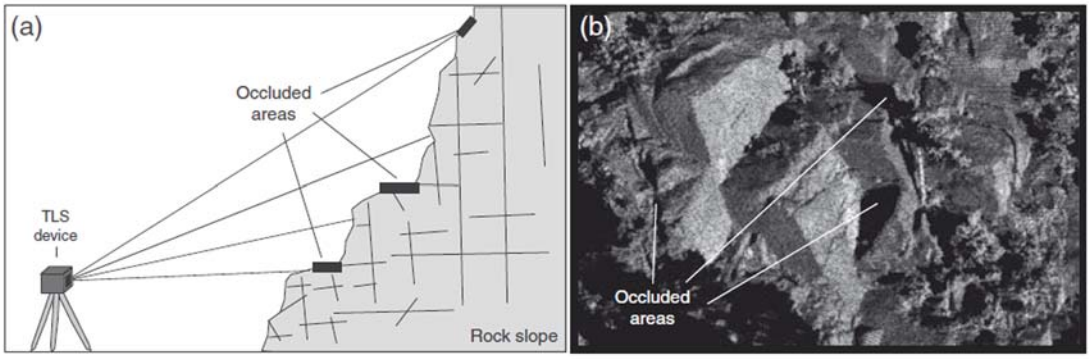



Figure G.2 Préparation de prises de mesures au moyen du LiDAR : (a) schéma de l'apparition de zones d'ombres ; (b) nuage de points issus de mesures prises près d'Andorre la Vieille avec présence de zones d'ombre, tiré de Abellán *et al.* (2014).

au cas d'étude d'une évaluation du cœfficient de sécurité au glissement d'une pente au sein d'une carrière de 520 m × 265 m. L'étude démontre ainsi la pertinence d'un couplage entre FEM et LiDAR notamment grâce à un gain de précision significatif par rapport à l'emploi d'une géométrie simplifiée, lequel est illustré à la Figure G.3. En outre, ce cas d'étude permet de documenter les étapes à suivre pour créer un modèle d'éléments finis à partir d'un nuage de points issus du LiDAR :

1. fusion des nuages points obtenus aux différents lieux de mesure ;
2. suppression des éléments non-pertinents du nuage de point (végétation, véhicules, matériel divers etc.) ;
3. optimisation du nuage de point par le retrait des zones topographiques non nécessaires à modéliser ;
4. création d'une grille de points régulièrement espacés par interpolation au sein du nuage traité ;
5. exportation de la géométrie générée par la grille de point vers le logiciel d'éléments finis.

*La bathymétrie : une solution alternative pour numériser des surfaces de fondation rocheuses*

Une autre solution envisageable pour obtenir des géométries de surfaces rocheuses à grande échelle consiste en l'utilisation de relevés bathymétriques de surfaces de fonds de réservoir ou de lits de rivières rocheux proches de barrages existants, où peu de sédimentation est présente.

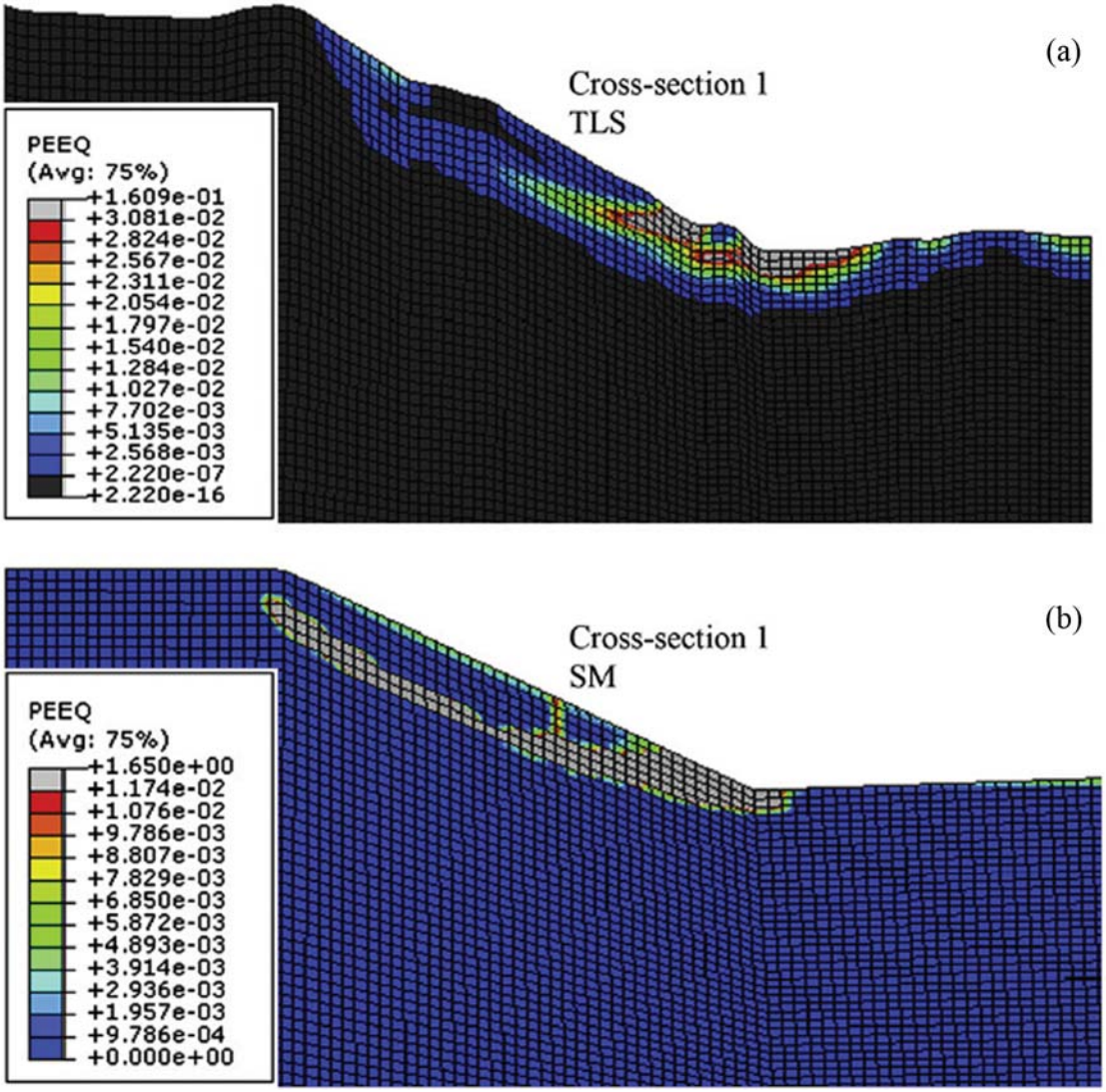



Figure G.3 Comparaison des analyses de stabilité d'une pente de terrain utilisant la FEM considérant : (a) la géométrie réelle du terrain donnée par le LiDAR ; et (b) une géométrie simplifiée ; adapté de Hu *et al.* (2012).

De nombreux exemples de la littérature permettent d'illustrer les hautes performances des techniques de bathymétrie récemment employées pour mesurer la topographie des fonds de lacs, fleuves et océans (e.g. Dunbar *et al.* 1999, Abraham et Kuhnle 2006, Furnans et Austin 2008, Bruce *et al.* 2013, Dai *et al.* 2014, Dotta *et al.* 2017). De nos jours, la bathymétrie est généralement réalisée au moyen de barges ou de navires équipés d'appareils d'écho sondages. Cette technique est basée sur le principe du sonar : la distance entre l'appareil de mesure et le fond marin est obtenu grâce à la durée séparant l'émission du faisceau sonore originel et la réception de son écho réfléchi par la surface cible. Un calcul est alors réalisé à partir de ces données pour générer un nuage discret 3D de plusieurs millions de points correspondant aux coordonnées de la surface cible scannée (Dunbar *et al.* 1999). De même que pour le LiDAR, la bathymétrie acoustique est très appréciée grâce à son coût raisonnable, sa facilité de mise en œuvre, sa capacité de mesure non destructrice et sa haute précision (Li *et al.* 2001). Ceci a été notamment possible à partir des années 90 grâce à l'augmentation des capacités informatiques, à la démocratisation du géopositionnement par satellite, à l'amélioration du géoréférencement et à l'introduction des sondeurs multifaisceaux (Dunbar *et al.* 1999). Ces derniers peuvent envoyer simultanément de nombreuses impulsions sonores aux fréquences variées, permettant d'accroitre la résolution et la surface des zones sondées (Van Veen et Buckley 1988). Ainsi, en utilisant des sondeurs multifaisceaux pour sonder un fond marin, Dotta *et al.* (2017) notent qu'une résolution de 2,5 cm et une précision de 6 mm sont obtenues pour une portée maximale de 120 m.

Étant initialement utilisées pour cartographier les océans, les techniques de bathymétrie sont de plus en plus utilisées en génie civil, notamment pour estimer l'érosion ou l'ensablement des fleuves (Abraham et Kuhnle 2006). Ainsi Dai *et al.* 2014 étudient de cette manière l'impact du barrage des Trois Gorges en Chine sur le delta du fleuve Yangtze. La bathymétrie accoustique est aussi employée par les propriétaires de barrages, notamment pour estimer les pertes de volumes des réservoirs dues à la sédimentation (Dunbar *et al.* 1999, Furnans et Austin 2008). Dans ce cas, elle menée depuis des barges telles que celle illustrée à la Figure G.4 (Dunbar *et al.* 1999). Ces études permettent la formulation de plusieurs recommandations pour l'emploi de la bathymétrie acoustique sur un réservoir de barrage :

- l'appareil de sondage doit être calibré à terre avant toute mesure ;
- la vitesse de la barge ne doit pas excéder 20 à 30 km/h pour éviter des phénomènes de cavitation et de turbulence autours du transducteur ;
- il est nécessaire d'effectuer plusieurs passages de mesure pour les zones les plus profondes (la multiplication des points de mesure permet de limiter les imprécisions au moyen de

méthodes de filtrage) ;
- le niveau d'eau à la jauge du réservoir doit être noté le jour de la mesure ;
- les sources anomalies détectées (vagues excessives, obstructions sous-marines, débris, etc.) doivent être rapportées pour faciliter le traitement du fichier de sortie.

Furnans et Austin (2008) remarquent qu'il est nécessaire d'éditer le nuage de points final issue de la bathymétrie pour retirer les anomalies pouvant être dues à la présence de poissons, turbulences, etc. Des méthodes de filtrage et de triangulation peuvent aussi être employées pour traiter le bruit de mesure et approximer les zones d'ombres (lesquelles correspondent généralement à des rives inaccessibles).

Peu d'études semblent coupler relevés bathymétriques et analyses structurales. Bruce *et al.* (2013) utilisent un relevé bathymétrique pour analyser la stabilité de certaines pentes sous-marines en vue de l'implantation d'un oléoduc, cependant cette évaluation reste qualitative. Toutefois, Dotta *et al.* (2017) proposent une étude intéressant combinant relevés bathymétriques, LiDAR et analyses structurales. En 2012, le paquebot Costa Concordia s'est échoué près des côtes de l'ile de Giglio en Méditéranée. Il était alors impératif de vérifier la stabilité du socle rocheux sur lequel reposait l'épave pour garantir la sécurité des opérations de renflouage. La caractérisation géomécanique de ce massif rocheux a alors non-seulement été réalisée au moyen d'inspections visuelles et de prélèvements d'échantillons, mais aussi en cartographiant ses parties émergées et immergées au moyen des technologies du LiDAR et de bathymétrie acoustique, respectivement, telle qu'illustrée à la Figure G.5 (Dotta *et al.* 2017). La topographie ainsi obtenue a alors permis la construction de modèles d'éléments distincts, constituant ainsi un exemple original combinant LiDAR, bathymétrie et analyses structurales.

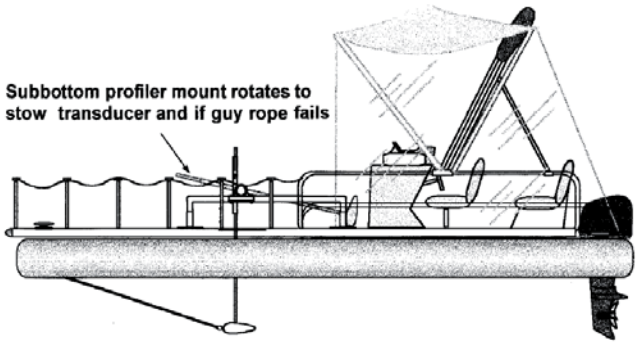



Figure G.4 Exemple de barge employée pour réaliser la bathymétrie d'un fond de réservoir de barrage (tiré de Dunbar *et al.* 1999).

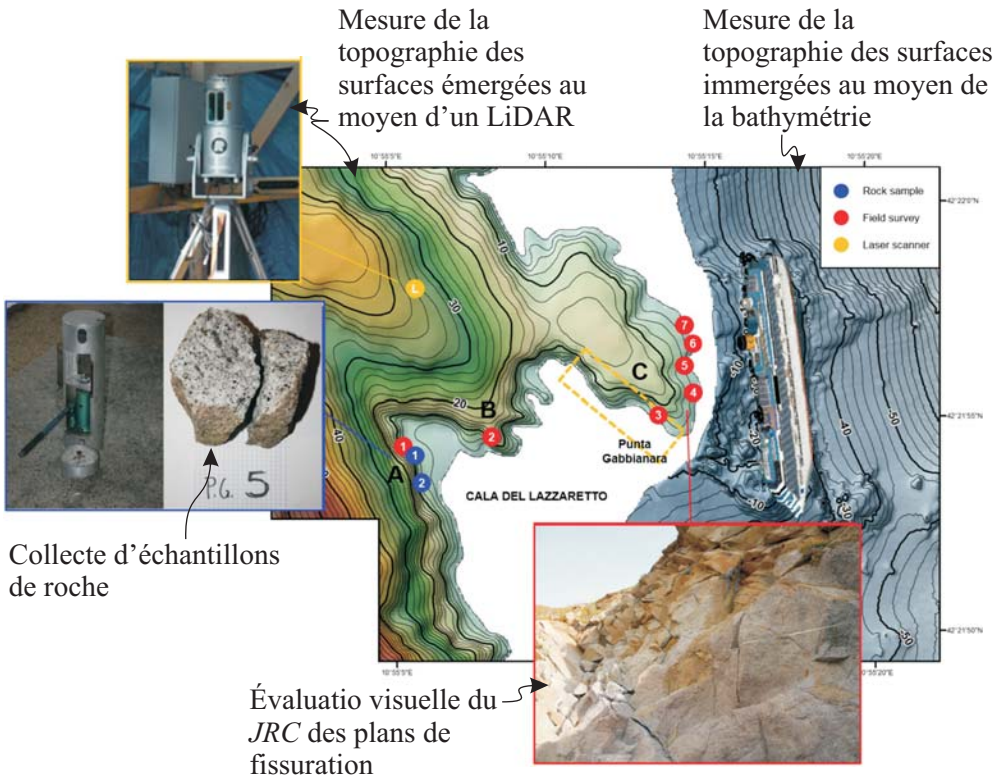



Figure G.5 Caractérisation géomécanique du socle rocheux de l'épave du Costa Concordia au moyen d'inspections visuelles, de prélèvements d'échantillons et de la topographie issue de relevés LiDAR et bathymétrique pour les parties émergées et immergées, respectivement (adapté de Dotta *et al.* 2017).

*Résolution des surfaces numérisées traitées*

Cette revue démontre que le profilomètre laser permet d'obtenir les géométries 3D des contacts roc-béton ayant des surfaces inférieures à 1 $m^2$, tandis que le LiDAR et la bathymétrie acoustique peuvent numériser efficacement de grandes surfaces de fondations rocheuses proches de barrages existants. Cependant, une procédure de traitement est requise pour supprimer les données non-pertinentes, filtrer le bruit de mesure et mailler suivant une certaine résolution. Différents exemples dans la littérature où des géométries complexes de surfaces numérisées sont exploités permettent de fournir des exemples de résolution à employer (Gasc-Barbier et Guittard 2009, Park et Song 2009, Panagouli et Mistakidis 2010, Thompson et Thompson 2010, Hu *et al.* 2012, Lato et Voge 2012, Nouilletas *et al.* 2013, Bilskie et Hagen 2013, Bahaaddini *et al.* 2013, Nguyen *et al.* 2014, Lambert et Coll 2014, Meier et Bock 2014, Calvetti *et al.* 2019). Il apparait que le choix de la résolution finale dépend des dimensions de la zone d'intérêt modélisée et de la précision requise pour le domaine d'application, laquelle peut être une étude de stabilité de terrain, la caractérisation de la rugosité, la reproduction d'un essai au cisaillement ou la simulation d'inondations. Finalement, pour chaque cas, les paramètres de résolution adoptés sont généralement décidés en étant basés sur un compromis entre la gérabilité de la taille du fichier numérique constitué par les points de la surface numérisée, le coût du traitement de ce fichier et la qualité des résultats (Thompson et Thompson 2010). Par exemple, l'évaluation du $JRC$ pour des contacts de petite dimension est généralement menée en utilisant des résolutions comprises entre 0,5 mm et 1 mm (e.g. Yu et Vayssade 1991, Yang *et al.* 2001, Tatone et Grasselli 2010, Tatone et Grasselli 2013), ce qui correspond approximativement à la résolution optimale pour caractériser les aspérités primaires (Yong *et al.* 2018a). Dans le cas de grandes surfaces numérisées, aucun standard ne semble disponible, et la résolution choisie peut varier de quelques centimètres (e.g. Abellán *et al.* 2014, Hu *et al.* 2012) à quelques mètres (e.g. Schweiger *et al.* 2015). Il est intéressant qu'un certain nombre de ces études se servent de ces surfaces numérisées pour des calculs mécaniques tel l'étude d'un joint cisaillé.

**Identification des surfaces rocheuses numérisées avec le LiDAR**

Cette section présente en détail le processus suivi pour identifier et numériser, au moyen de la technologie LiDAR, des surfaces de la fondation rocheuse du barrage-poids D6. Cet ouvrage situé au Québec présentant des joints verticaux évidés entre les différents plots. Cette disposition particulière de construction permet de réduire significativement les sous-pressions sous le barrage. La fondation rocheuse est donc à nu au niveau de ces joints verticaux. En

outre, étant en plein cœur du barrage-poids, cette fondation rocheuse présente les mêmes propriétés que l'interface béton-rocher sous les plots du barrage. Une majorité des joints évidés ont pour dimensions environs 5 m de large et 50 m de long. Les photos de plusieurs joints évidés présentées à la Figure G.6 illustrent que l'interface barrage-roc du barrage est relativement accidentée, donc probablement ondulée. Le site choisi est donc idéal pour obtenir des contacts barrage-fondation typiques à grande échelle.

Les photos à la Figure G.6 permettent aussi une pré-sélection des joints à numériser. Il s'agit d'éviter de déployer le LiDAR dans un joint évidé encombré par des passerelles ou par des flaques d'eau. En effet, la présence de celles-ci peut fortement compliquer le traitement du nuage de points obtenu par le LiDAR (voir les recommandations de la revue de littérature). Après concertation, l'objectif est de numériser deux joints évidés à ondulation variée, tout en étant relativement dégagés et secs. En étudiant les photos disponibles, on choisit de numériser au LiDAR les joints suivants, tel qu'illustré à la Figure G.7 :

- mesure M28-29, joint évidé situé entre les plots 28 et 29, moyennement ondulé, permettant l'obtention de la surface DRI3 ;
- mesure M33-34, joint évidé situé entre les plots 33 et 34, fortement ondulé, permettant l'obtention de la surface DRI4.

L'appareil employé fonctionnant sur le principe du LiDAR est le Leica Nova MS50 de Leica Geosystems. Le Leica Nova MS50 fournit un nuage de points 3D dont les coordonnées sont exprimées dans un référentiel orthonormé. Son Focus x30 lui permet de mesurer des surfaces situées de 1,5 m à plus de 10000 m, ce qui est compatible avec les dimensions souhaitant être numérisé dans le cadre de ce projet. La précision annoncée varie entre 1 et 2 mm, ce qui est jugé satisfaisant. Enfin, le Leica Nova MS50 fonctionne en utilisant le principe d'une station totale : l'appareil se repère par lui-même sans GPS dans l'espace du site où il prend ses mesures. Il peut donc assembler de manière automatisée les différentes mesures issues des différents points de prise d'un même site en un unique nuage de points. À partir des recommandations de la littérature, les consignes suivantes ont été communiquées afin de mener à bien les mesures :

- la résolution minimale souhaitée est de l'ordre du centimètre carré ;
- plusieurs mesures doivent être réalisées pour éviter au maximum les zones d'ombre ;
- tout encombrement tel les drains de fondation doit être photographié pour pouvoir le retirer du nuage de points lors du traitement ;

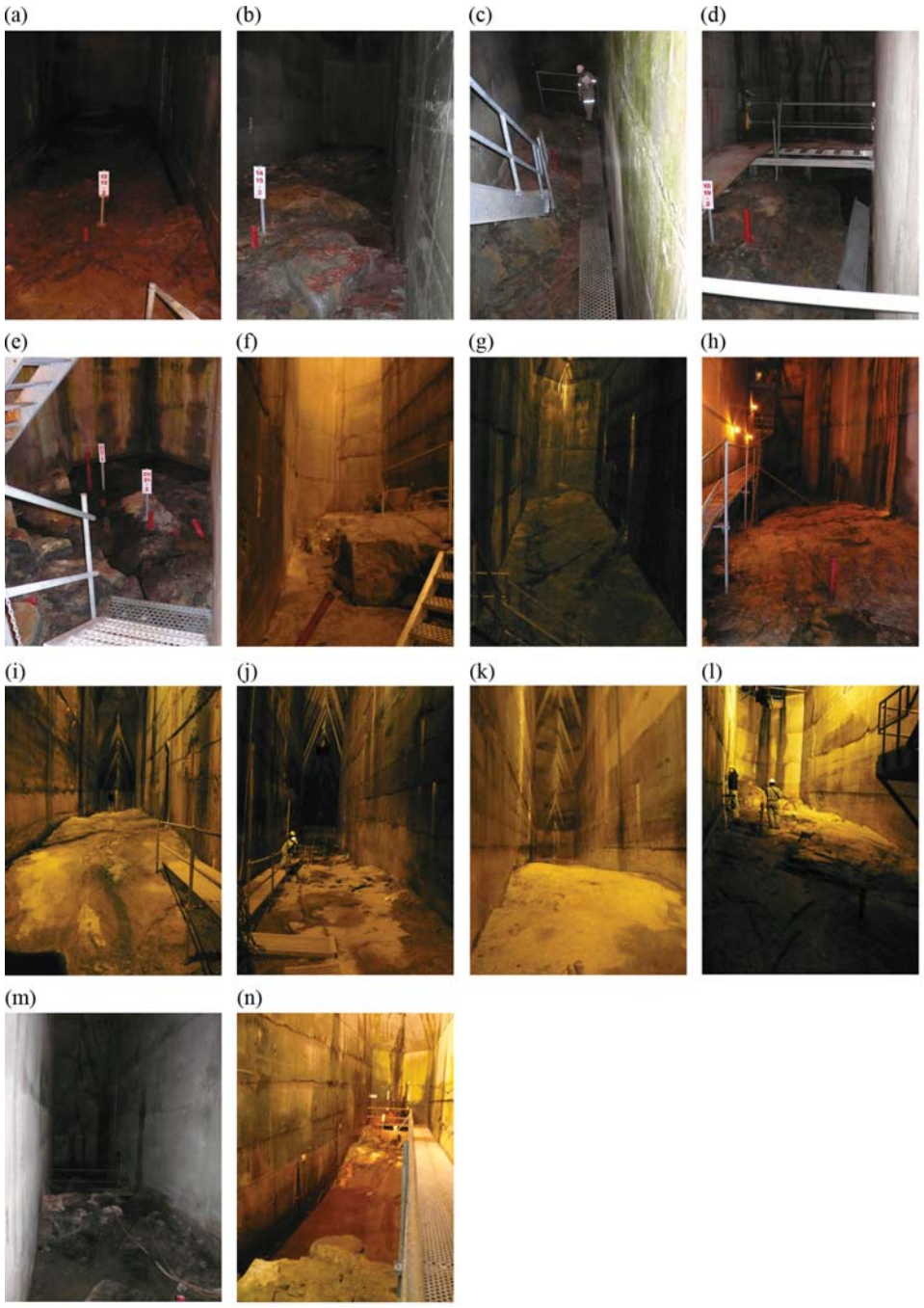



Figure G.6 Photos de plusieurs joints verticaux évidés d'un barrage-poids existant : (a) entre les plots 12 et 13 ; (b) entre les plots 14 et 15 ; (c) entre les plots 17 et 18 ; (d) entre les plots 18 et 19 ; (e) entre les plots 20 et 21 ; (f) entre les plots 25 et 26 ; (g) entre les plots 26 et 27 ; (h) entre les plots 27 et 28 ; (i) entre les plots 28 et 29 ; (j) entre les plots 29 et 30 ; (k) entre les plots 32 et 33 ; (l) entre les plots 33 et 34 ; (m) entre les plots 34 et 35 ; et (n) entre les plots 35 et 36 (courtoisie d'Hydro-Québec, 2015).

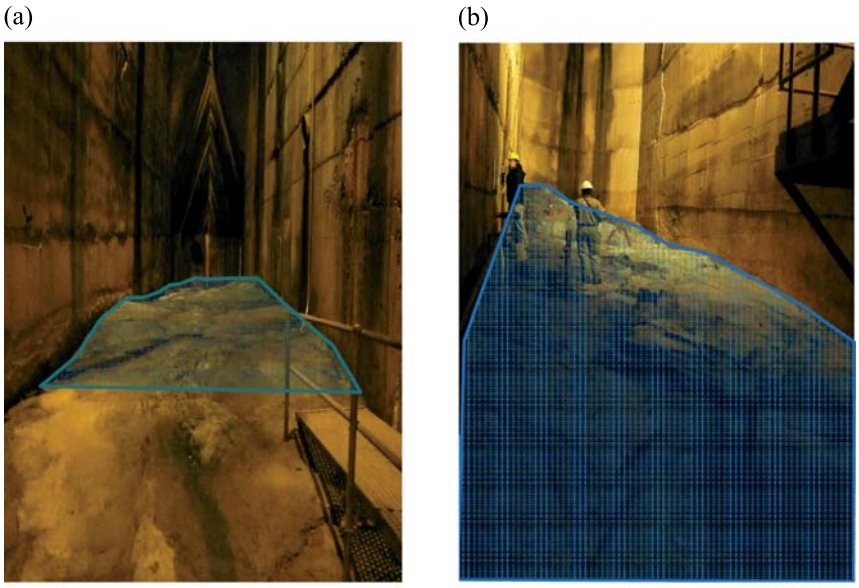



Figure G.7 Exemple qualitatif de la zone devant être numérisée pour : (a) la mesure M28-29 ; et (b) la mesure M33-34 (courtoisie d'Hydro-Québec, 2015).

- seule la surface de la fondation rocheuse est désirée, il faut, si possible, éviter de numériser le béton du barrage ;
- le joint doit être numérisé sur toute sa longueur et sa largeur, excepté en cas de présence de passerelle, car la surface mesurée doit faire au minimum 10 m × 5 m.

L'unité Auscultation des ouvrages de la direction Barrages et infrastructure d'Hydro-Québec est chargée de la réalisation des mesures au LiDAR au sein du barrage-poids sélectionné. La Figure G.8 illustre la prise de mesure au moyen du LiDAR au sein des joints évidés. L'unité relève que les surfaces de joints évidées choisies correspondent bien à des fondations rocheuses typique pour les barrages-poids, présentant visuellement les caractéristiques usuelles. Afin de relever dans leur intégralité les surfaces rocheuses, l'unité Auscultation des ouvrages utilise plusieurs stations de mesure (trois au minimum) comme montré à la Figure G.9. La Figure G.10 présente le nuage de points obtenu pour un relevé sur une seule station. Les zones d'ombres dues aux ondulations de la surface rocheuse sont alors évidentes, démontrant la nécessité d'employer plusieurs stations. L'unité Auscultation des ouvrages relève la présence de plusieurs obstacles non déplaçables lors des mesures devant être retirés en phase de traitement des fichiers de relevés : flaques d'eau et piézomètres. La majeure partie des autres déchets a pu être nettoyée avant la prise de mesure.



Figure G.8 Photos de l'appareil LiDAR numérisant la surface rocheuse entre les plots 33 et 34 en une station - mesure M33-34 (courtoisie d'Hydro-Québec, 2015).

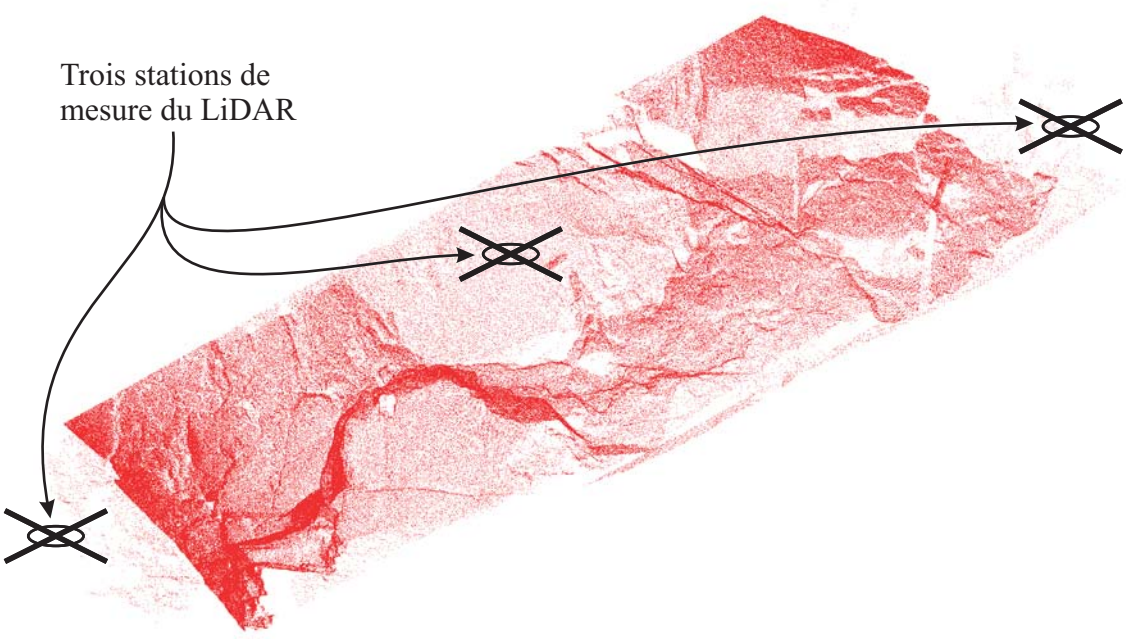



Figure G.9 Nuage de points obtenu par les trois relevés effectués par l'appareil LiDAR avec les trois stations de mesure différentes indiquées - mesure M33-34.

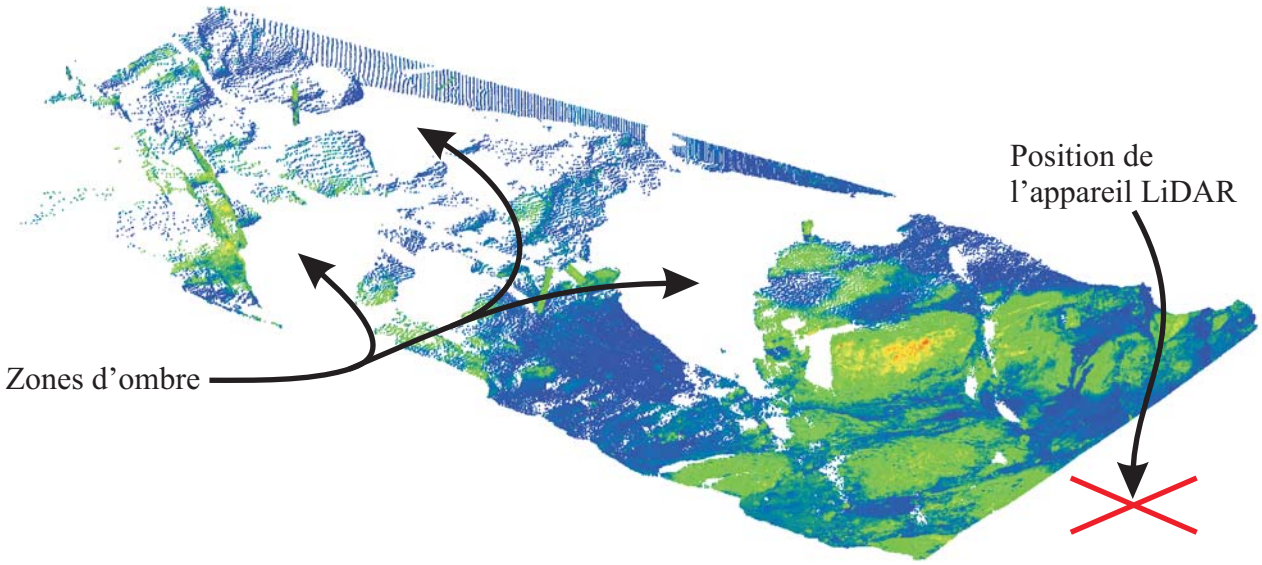



Figure G.10 Nuage de points obtenu par un unique relevé de l'appareil LiDAR en une station comportant des zones d'ombres - mesure M33-34.

La longueur des relevés est entre 15 et 30 m et la largeur est entre 4 et 5 m, sans trop déborder sur les parois en béton. Les dimensions obtenues correspondent donc relativement bien à celles escomptées. La précision du LiDAR est estimée par l'unité Auscultation des ouvrages à environs 1 mm, ce qui est très satisfaisant. Le quadrillage des nuages de points relevé par le LiDAR est fixé à environs 1 cm dans les trois dimensions aux deux-tiers de la longueur totale de la paroi mesurée. Ceci est bien en accord avec les consignes énoncées. Il faut noter que le quadrillage est probablement très irrégulier en raison de la faible hauteur entre l'appareil LiDAR et le sol. Les relevés finaux pour chaque joint évidé correspondent à des nuages de plus de 1500000 points, ce qui est considérable mais correspond au volume de données attendues.

# ANNEXE H

## Description des critères de roche intacte

### Critères de rupture bidimensionnels

*Critère de Mohr-Coulomb (M-C)*

Pour rappel, une roche intacte désigne, en géomécanique, un matériau solide composé de cristaux ou de fragments amorphes enchevêtrés formant des grains au comportement individuel anisotrope. Leur assemblage aléatoire forme alors un massif dont le comportement global, s'il est non fissuré, peut être approximé comme isotrope (Jaeger 1979). Ces critères de roche intacte peuvent donc être utiles pour caractériser la résistance des aspérités et des clefs de cisaillement dans le contexte des interfaces barrage-fondation.

Bien que couramment utilisé pour les discontinuités, le critère de Mohr-Coulomb (1776) est originellement le plus vieux des critères de roche intacte existants. Ce critère simple postule que la résistance au cisaillement au pic $\tau_{\mathrm{p}}$ d'un massif rocheux est linéairement proportionnelle à la contrainte normale appliquée $\sigma_{\mathrm{n}}$ soit, dans le plan de Mohr,

$$\tau_{\mathrm{p}} = \sigma_{\mathrm{n}} \tan(\phi^{(\mathrm{r})}) + c^{(\mathrm{r})} \tag{H.1}$$

où $\phi^{(\mathrm{r})}$ et $c^{(\mathrm{r})}$ se définissent comme l'angle de friction er la cohésion internes au roc. Dans le plan 2D des contraintes principales $\sigma_1$ et $\sigma_3$, ce critère devient

$$1 = \frac{\sigma_1}{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}} - \frac{\sigma_3}{f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}} \tag{H.2}$$

où $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}$ et $f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}$ correspondent respectivement aux résistances à la compression et à la traction du massif rocheux, avec $f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} \geqslant 0$ et $f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})} \geqslant 0$. Celles-ci peuvent s'obtenir au moyen des équations (López Cela 2002)

$$\phi^{(\mathrm{r})} = \arcsin\left(\frac{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} - f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}}{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} + f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}}\right) \tag{H.3}$$

et

$$c^{(\mathrm{r})} = \frac{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}\left[1 - \sin(\phi^{(\mathrm{r})})\right]}{2\cos(\phi^{(\mathrm{r})})} \tag{H.4}$$

Ce critère est relativement bien adapté pour caractériser la résistance des sols. En revanche, la limite à la rupture des roches est mieux définie par une loi non-linéaire (Jaeger 1979).

*Critère de Griffith*

Les critères de rupture 2D, très populaires en mécanique des roches, sont généralement définis suivant les deux contraintes principales extrêmales $\sigma_1$ et $\sigma_3$. Ils sont issus, pour la plupart, d'un perfectionnement, au moyen de résultats empiriques, du premier d'entre eux, le critère M-C, en tenant compte notamment de la non-linéarité de l'enveloppe de rupture des roches. Ainsi, en étudiant l'orientation des microfissures au sein d'une roche soumise à une traction axiale, Griffith propose le critère suivant (Griffith 1921, Jaeger 1979)

$$\begin{cases} \text{si} \quad \sigma_1 + 3\sigma_3 \leqslant 0 \quad \text{alors} \quad \sigma_3 + f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})} = 0 \\ \text{sinon} \quad (\sigma_1 - \sigma_3)^2 - 8 f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}\,(\sigma_1 + \sigma_3) = 0 \end{cases} \tag{H.5}$$

Le critère de Griffith (1921) peut s'écrire aussi dans le plan de Mohr sous la forme

$$\tau_{\mathrm{p}} = 2\sqrt{f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}\,(\sigma_{\mathrm{n}} + f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})})} \tag{H.6}$$

*Critère de Fairhurst*

Partant des postulats de Griffith (1921), Fairhurst (1964) propose le critère suivant dans le cas de conditions biaxiales

$$\begin{cases} \text{si} \quad m_{\mathrm{F}}\,(2m_{\mathrm{F}} - 1)\,\sigma_3 + \sigma_1 \leqslant 0 \quad \text{alors} \quad \sigma_3 - f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})} = 0 \\ \text{sinon} \quad \dfrac{(\sigma_1 - \sigma_3)^2}{\sigma_1 + \sigma_3} - 2 f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}\,(m_{\mathrm{F}} - 1)^2 \left\{1 - \dfrac{2 f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}}{\sigma_1 + \sigma_3}\left[\left(\dfrac{m_{\mathrm{F}} - 1}{2}\right)^2 - 1\right]\right\} = 0 \end{cases} \tag{H.7}$$

où $m_{\mathrm{F}}$ la constante de Fairhurst est donnée par

$$m_{\mathrm{F}} = \sqrt{N_{\mathrm{c/t}} + 1} \tag{H.8}$$

$N_{\mathrm{c/t}}$ correspond au ratio entre les résistances en compression et en traction du roc, soit

$$N_{\mathrm{c/t}} = \frac{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}}{f_{\mathrm{t}}^{(\mathrm{r})}} \tag{H.9}$$

Le critère de Fairhurst (1964) peut s'écrire aussi dans le plan de Mohr sous la forme

$$\tau_{\mathrm{p}} = \frac{m_{\mathrm{F}} - 1}{N_{\mathrm{c/t}}} f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} \sqrt{1 + \frac{N_{\mathrm{c/t}} \sigma_{\mathrm{n}}}{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}}} \tag{H.10}$$

Cette forme du critère de Fairhurst est importante car elle peut intervenir au sein du critère de Ladaniy et Archambault (1969) caractérisant des discontinuités rocheuses non-liées. Le modèle de rupture Fairhurst demeure l'un des critères de roche intacte les plus employés.

*Critère de Bieniazski*

Basé sur le critère M-C, le critère de Bieniawski (1974) s'écrit

$$\frac{\sigma_1}{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}} = 1 + A_{\mathrm{B}} \left( \frac{\sigma_3}{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}} \right)^{0{,}75} \tag{H.11}$$

où le paramètre $A_{\mathrm{B}}$ est obtenu empiriquement suivant le type de roche testée. Dans le plan de Mohr, ce critère peut s'écrire

$$\tau_{\mathrm{p}} = f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} \left[ 0{,}1 + B_{\mathrm{B}} \left( \frac{\sigma_{\mathrm{n}}}{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}} \right)^{0{,}9} \right] \tag{H.12}$$

où $B_{\mathrm{B}}$ est un paramètre empirique dépendant du type de roche.

*Critère de Hœk et Brown*

Autre critère très populaire en mécanique des roches, le critère de Hœk et Brown (1980) s'écrit, basé sur le critère de Griffith :

$$\frac{\sigma_1}{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}} = \frac{\sigma_3}{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}} + \sqrt{\frac{m_{\mathrm{HB}}\, \sigma_3}{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}} + s_{\mathrm{HB}}} \tag{H.13}$$

où $m_{\mathrm{HB}}$ est un paramètres empirique fonction du type de roche et $s_{\mathrm{HB}}$ caractérise la fracturation du massif. Une relation peut être établie entre les paramètres de ce critère et ceux

de Mohr-Coulomb. Ce critère doit sa popularité en mécanique des roches notamment grâce à sa capacité à représenter les massifs fracturés. Il est souvent utilisé comme base de comparaison avec d'autres critères plus généraux, construits dans le même esprit (Bieniawski 1984, Johnston 1985, Yoshida *et al.* 1990). Ce critère comporte toutefois plusieurs désavantages. Du fait de sa formulation intrinsèque, une résistance élevée à de haut niveaux de contraintes implique une faible résistance en traction, et inversement. Outre cette tendance dont la logique est contestable du point de vue géomécanique, le critère de Johnston semble plus approprié pour caractériser la résistance des roches tendres, des bétons et des sols.

Le critère de Hœk et Brown (1980) peut s'exprimer dans le plan de Mohr sous la forme

$$\tau_{\mathrm{p}} = f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})} \left[ A_{\mathrm{HB}} \left( \frac{\sigma_{\mathrm{n}}}{f_{\mathrm{c}}^{(\mathrm{r})}} - \frac{1}{N_{\mathrm{c/t}}} \right)^{B_{\mathrm{HB}}} \right] \tag{H.14}$$

où $A_{\mathrm{HB}}$ et $B_{\mathrm{HB}}$ sont des paramètres empiriques dépendant du type de roches.

**Critères de rupture tridimensionnels**

Dans le cas d'analyses tridimensionnelles, il devient nécessaire d'avoir recours à un critère faisant intervenir les trois contraintes principales $\sigma_1$, $\sigma_2$ et $\sigma_3$. En effet, négliger l'effet de $\sigma_2$ peut, potentiellement, amener à des résultats non conservateurs (Aubertin *et al.* 2000). L'un des critères 3D les plus simples et les plus courants est celui de Von-Mises (Bathe 2006). Ce critère implique que le matériau réagit isotropiquement au chargement déviatorique, et que la rupture survient lorsqu'une énergie de déformation critique est atteinte. Tresca propose un autre critère se basant sur cette hypothèse, qui présente toutefois des discontinuités dans sa courbe enveloppe ce qui, potentiellement, pose problème pour des applications numériques. Ces deux critères 3D sont couramment employés pour les métaux et les argiles non-drainées (Slater 1977). En revanche, l'étude de roches dures nécessite l'emploi de critères mieux adaptés pour tenir compte de l'état de confinement.

Dans cette optique, les critères de Mohr-Coulomb et Hœk et Brown ont été étendus en trois dimensions (Desai et Siriwardane 1984). De même que le critère de Tresca, celui de Mohr-Coulomb 3D possède une enveloppe discontinue. C'est pourquoi il est préférable d'utiliser plutôt le critère de Drucker-Prager (D-P). En effet, ce critère présente une enveloppe continue tout en étant apparenté au critère de Mohr-Coulomb 3D, ce qui le rend plus efficace pour les analyses numériques. Le critère D-P est actuellement l'un des critères de rupture 3D

les plus populaires pour modéliser le roc ou le béton (Irani et Khan 1987, Desrues 2002, Yu *et al.* 2010, Chen et Han 2012). Cependant, l'inconvénient majeur du critère D-P est qu'il perd en réalisme à faible niveau de contraintes. Par ailleurs, certains critères de rupture ont été développés initialement pour le béton puis généralisés pour les roches intactes, tel le critère d'Ottensen (Ottensen 1977, Chen et Han 2012). Ceci montre bien qu'il existe des similitudes de comportement, en termes de rupture, entre le roc et le béton de masse.

Se faisant, les critères de rupture de roche intacte les plus récents sont généralement des hybridations de critères existants afin de couvrir un maximum de types de matériaux et de chargements. Ainsi, Aubertin *et al.* (2000) proposent le critère MSDPu liant le critère de Mises-Schleicher (efficace à bas niveaux de contraintes) avec le critère D-P (efficace à hauts niveaux de contraintes). Lorsqu'un bloc de roc est traversé par une discontinuité majeure facilement identifiable, la méthode de Jaeger (1979) est souvent utilisée pour déterminer la résistance de celui-ci. Cette résistance est alors issue de la conjugaison d'un critère correspondant à la roche intacte, tel que ceux présentés précédemment, avec un autre critère décrivant spécifiquement le comportement de la discontinuité. Bien que différents, ces deux critères sont tout autant critiques afin de cerner le risque de rupture d'un système rocheux.

**Critère de Drucker-Prager (D-P)**

Le critère de Drucker-Prager (D-P) est caractérisé par une surface de plastification lisse tenant compte de l'effet du confinement, i.e. l'état des contraintes principales, le rendant très efficace pour modéliser le roc ou le béton dans les modèles d'éléments finis (Yu *et al.* 2010, Chen 2012). L'enveloppe de plastification de ce critère, qui est utilisé pour les modèles étudiés à l'Annexe C, est illustrée en Figure H.1, et correspond à l'équation

$$\alpha_{(\text{D-P})}^{(\text{m})} I_1^{(\text{m})} + \sqrt{J_2^{(\text{m})}} - \kappa_{(\text{D-P})}^{(\text{m})} = 0 \tag{H.15}$$

où $I_1^{(\text{m})}$ et $J_2^{(\text{m})}$ sont, respectivement, le premier invariant de contraintes et le second invariant de contraintes déviatoriques pour le matériau m, i.e. le béton ou le roc, donnés par

$$I_1^{(\text{m})} = \sigma_1^{(\text{m})} + \sigma_2^{(\text{m})} + \sigma_3^{(\text{m})}; \qquad J_2^{(\text{m})} = \frac{1}{6}\Big[ \Big(\sigma_1^{(\text{m})} - \sigma_2^{(\text{m})}\Big)^2 + \Big(\sigma_2^{(\text{m})} - \sigma_3^{(\text{m})}\Big)^2 + \Big(\sigma_1^{(\text{m})} - \sigma_3^{(\text{m})}\Big)^2 \Big] \tag{H.16}$$

où $\sigma_1^{(\text{m})}$, $\sigma_2^{(\text{m})}$ et $\sigma_3^{(\text{m})}$ sont les contraintes principales majeure, intermédiaire et mineure, respectivement, correspondant au matériau m. Les paramètres $\alpha_{(\text{D-P})}^{(\text{m})}$ et $\kappa_{(\text{D-P})}^{(\text{m})}$ dans l'Eq. (H.15) sont définis de sorte à ce que le critère D-P approxime l'enveloppe 3D du critère M-C définie

par la cohésion $c^{(\mathrm{m})}$ et l'angle de friction $\phi^{(\mathrm{m})}$ internes au matériau m. Ici, les surfaces des critères D-P et M-C sont ajustées au niveau du méridian en traction. Aussi, les paramètres $\alpha^{(\mathrm{m})}_{(\mathrm{D\text{-}P})}$ et $\kappa^{(\mathrm{m})}_{(\mathrm{D\text{-}P})}$ peuvent être obtenus comme étant (López Cela 2002, Chen 2012)

$$\alpha^{(\mathrm{m})}_{(\mathrm{D\text{-}P})} = \frac{2\,\sin(\phi^{(\mathrm{m})})}{\sqrt{3}\left[3+\sin(\phi^{(\mathrm{m})})\right]}; \qquad \kappa^{(\mathrm{m})}_{(\mathrm{D\text{-}P})} = \frac{6\,c^{(\mathrm{m})}\cos(\phi^{(\mathrm{m})})}{\sqrt{3}\left[3+\sin(\phi^{(\mathrm{m})})\right]} \tag{H.17}$$

La cohésion $c^{(\mathrm{m})}$ et l'angle de friction $\phi^{(\mathrm{m})}$ internes au matériau m peuvent être déduits des résistances en compression et en traction correspondantes, $f^{(\mathrm{m})}_{\mathrm{c}}$ et $f^{(\mathrm{m})}_{\mathrm{t}}$, en utilisant les équations (López Cela 2002)

$$\phi^{(\mathrm{m})} = \arcsin\left(\frac{f^{(\mathrm{m})}_{\mathrm{c}} - f^{(\mathrm{m})}_{\mathrm{t}}}{f^{(\mathrm{m})}_{\mathrm{c}} + f^{(\mathrm{m})}_{\mathrm{t}}}\right) \tag{H.18}$$

et

$$c^{(\mathrm{m})} = \frac{f^{(\mathrm{m})}_{\mathrm{c}}\left[1-\sin(\phi^{(\mathrm{m})})\right]}{2\cos(\phi^{(\mathrm{m})})} \tag{H.19}$$

Une tension de coupure correspondant à la résistance en traction $f^{(\mathrm{m})}_{\mathrm{t}}$ est aussi adoptée pour définir l'enveloppe de plastification du matériau m. Aucun cap en compression n'est défini dans la mesure où le premier invariant de contraintes $I^{(\mathrm{m})}_1$ demeure relativement faible comparé à $f^{(\mathrm{m})}_{\mathrm{c}}$ dans les modèles étudiés à l'Annexe C.

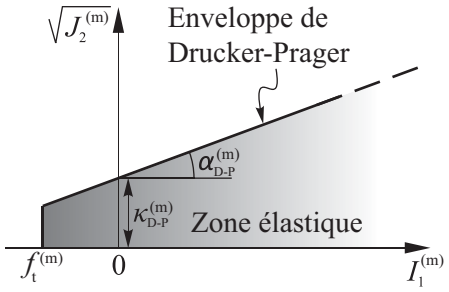



Figure H.1 Enveloppe de plastification du critère de Drucker-Prager.